



TITLE:

配水計画における基本管網の構成に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

中島, 重旗

CITATION:

中島, 重旗. 配水計画における基本管網の構成に関する研究. 京都大学, 1973, 工学博士

ISSUE DATE:

1973-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r2255>

RIGHT:

配水計画における
基本管網の構成に関する研究

昭和47年4月

中島重旗

目 次

第 1 章 緒 論

1. 1	まえがき	1
1. 2	管網組織に関する従来の研究とその考察	5
1. 3	本研究の目的と範囲	13

第 2 章 配水計画の目標年度についての考察

2. 1	配水計画	17
2. 2	需要予測	21
2. 3	計画目標年度の評価関数	23

第 3 章 配水区と管網の規模についての考察

3. 1	概 説	27
3. 2	平均流速公式と管工事費	29
3. 3	配水区モデルの設定	33
3. 4	配水区と管網規模の評価関数	35
3. 5	D P によるモデルの一般化と数値解析	36
3. 6	総 括	44

第 4 章 配水管網組織についての考察

4. 1	概 説	49
4. 2	基礎配水管網と管路の最小口径	50
4. 3	配水管網数	54
4. 4	総 括	59

第 5 章 規格管を用いた経済的送配水管設計法についての研究

5. 1	概 説	63
------	-----	----

5. 2	管路の経済的理論動水勾配	6 4
5. 3	動水勾配と規格管	7 0
5. 4	規格管を用いた管路の経済的設計法	7 4
5. 5	電子計算機による規格管を用いた経済的管路の計算	7 8
5. 6	総 括	8 2
第 6 章 最短路問題としての配水管網設計法についての研究		
6. 1	概 説	8 5
6. 2	管網の基本配水管路	8 7
6. 3	最短路問題	8 9
6. 4	電子計算機による最短路の計算	9 6
6. 5	基本配水管路の規格管を用いた経済的設計法	1 0 1
6. 6	合理的配水管網の設計法	1 0 4
6. 7	配水管網の連絡管に関する考察	1 0 9
6. 8	総 括	1 1 4
第 7 章 結 論		
7. 1	本研究においてえられた主要成果	1 1 7
7. 2	むすび	1 3 0

第 1 章 緒 論

1.1 まえがき

配水施設は配水管網と、これに所要の水圧と水量を与える配水池、高架水槽または配水ポンプなどの配水基地設備より成っている。

配水施設はその都市固有の地形的および社会的条件に適合するよう計画されるべきもので、既存の各都市配水施設は配水池の位置、配水区の規模、管網の組織等、全く同形の配水施設をもった都市はありえない。この点では配水施設は取水、浄水施設とはかなり異なった面をもっている。

まず、給水区が広大な場合はいくつかの配水区に分割し、独立して配水しているが、配水区に分割する判断の基準としては給水区が地形的に高低差がはなはだしいときは、管路に使用する管種の許容水頭、たとえばダクトイル管の普通圧管では静水頭で75m、高圧管では同じく100m以内になるように、給水区を高区、低区または高区、中区、低区に分割して給水する。また細長い給水区では、流入点から遠い地区では水圧がいちじるしく低下するので、給水区を平面的に配水区に分割して給水する。人口が集中して密度が飽和に達している既成市街地区とその周辺のこれから開発される地区を含む給水区では、それぞれの異なる水需要特性にしたがって配水区に分割して給水するように計画している。

つぎに配水区は平面的な広がりをもっているので配水管網は分配と同時に輸送の機能をもたねばならない。分配のためには配水区にくまなく配水管を布設すべきであり、経済性に重点をおいた輸送のためには管路数を減らして流量を集中的に配水すべきである。この分配と輸送というあい対する機能を効果的に遂行するために、東京都、横浜市

等大都市の水道では管口径 400mm 以上を配水本管網に採用している。地方の中小都市の水道では 500mm、400mm 口径の管がむしろ最大になるので、配水管網は 150mm、75mm 等の小口径管を配水本管網に採用しているのが普通である。

配水区における管網組織は、給水区域内の既存の街路、または都市計画で予定されている街路に沿って配水管を布設することによって構成されるのが普通である。したがって管網組織は一般に街路網組織に支配されることが多い。しかし街路巾がせまく、かつ主要道路で交通量が多いとか、下水道本管が布設されているとかの街路の条件によって、管布設の可能な路線は一般に決められているのが普通であるから、管布設の可能な全路線を管網にすることはできない。また、その都市の特徴で、管布設可能な街路が密な地区、疎な地区がある。街路の密な地区では、配水本管網に採用している最小口径の管路を布設することによって十分配水できるよう、部分的に単一管路の流量計算を行なって、配水本管網として管路に採用する街路を選定する。街路の疎な地区では配水管網の管布設のため水道管専用道路を新設する必要もあるが、それだけ管布設工事費が増加するので、むしろ既設、または計画中の街路に沿ってより大きい口径の管路を布設する傾向がある。

こうして規模を選定し、組織を構成した配水区の管網に、需要の時間的変動を十分に吸収できる容量の配水池を条件として、時間最大給水量が各流出点に許容残存水頭以上の水圧で輸送、配水されるよう、また火災時に日最大給水量に消火用水量を加えた水量が配水できるよう管網流量計算を行なって、管路口径を設計し、できるだけ人為的なコントロールをしないことを前提として計画している。

配水計画のうち最後の段階である管網の流量計算法については、従来数多くの研究がなされているが、むしろ最も古い Cross法が計算手順が簡単なため、電子計算機のプログラミングに適しているようである。しかし何れの方法を用いても管網数の多少にかかわらず1分単位で結果が得られる。

このように、単一管路における平均流速公式および管網の流量計算法を用いて、給水区域の地形図を基に、地形と需要分布が一様な仮想配水区における基礎管網を考慮して配水区の規模を選定し、基本管網を組織するのが普通である。しかし電子計算機による管網の流量計算だけでは、配水の条件でも水量と水圧を満たす一つの解を与えているにすぎない。

計画された配水施設の目的は、安全な水を、豊富に、十分な水圧でかつ経済的に供給することである。水道の4要素は、すなわち配水の条件であるが、この水質、水量、水圧、経済性の4条件を必要なウエイトで配水計画に盛り込まなければならない。大型電子計算機の出現によって、この配水の4条件を定量化する方向へと研究を進める必要がある。

したがって、配水計画における管網組織の構成にあたっては、配水の条件を考慮しなければならないが、水質については 中西¹⁾ がその定量化の一方法を提案している。本文ではふれることができなかったが、この方法は配水区の規模選定にサブシステムとして是非考慮しなければならない重要な要素であると考えられる。

また水圧については、坂根²⁾ が配水状態指数という考え方を提案している。従来の各流出点における残存水頭を許容水頭以上にすると

いう指標と比較すれば、極めて有意義である。まだ既設配水管網の評価に使用されている段階であるが、今後の研究が望まれる。

水量については、水量分布の均等化に重点をおいて、管網における合理的な流量配分方式の研究がある。このように、条件ごとにしぼって最適配水施設ないしは最適配水管網の間の相互関係を究明してゆくことによって、配水の4条件を計画者の希望するウェイトで総合化した配水施設を計画することができると思われる。経済的配水管網や等圧配水管網の研究は流量分布、水圧分布の価値を手法として管工事費で算定しているが、経済性そのものの研究ではない。例えば起点と終点の落差の小さい単一管路では、経済性だけを設計条件にすれば、起点と終点を結ぶ一様な動水勾配の送水管とポンプによる送水管を比較して経済的な方を選定すればよい。しかし設計条件に安全性が加われれば建設費が高くても自然流下による送水管をとるべきであるが、その限界になる建設費は予備ポンプの設備費、停電によって生ずる事故の補償等によって算定できる。配水管網においても、水質、水量、水圧に対して経済性は二次的条件であるが、水道経営という考え方からは、各条件を目標ごとのサブシステムとしてとらえ、相互の関連性を考慮して統一した計画システムとして取扱うべきであろう。

以上述べたことを前提として、本文では配水管網について配水の4条件のうち、水量、水圧、経済性の面からさらに考察を加える。

まず配水管網の設計目標を時間最大給水量を配水する時に管網各流出点の残存水頭が許容水頭以上になる最も経済的な基本管網とし、これを求める一手法として、最短路問題の応用について述べる。さらに実際の設計では、市販の規格管口径を用いるので、規格管を用いた管

路の経済的設計法についても述べ、これを応用した規格管を用いて設計されるいわゆる経済的基本配水管路をもとに、配水の他の3条件のうち、水量、水圧の面から2、3の考察を加えようとするものである。

本文は題目に基本管網の構成と標榜したが、前述のごとく、経済的基本配水管路の選定に先行して、管網の組織を如何に構成するかはサブシステムとして極めて重要な問題であり、さらに、配水区の規模の問題、すなわち給水区を配水区に分割する方法、また配水区の規模に関連して配水計画目標年度をどのようにとるか等の問題がある。これらの問題を統一して、配水管網を構成しなければならないが、いずれも多くは難関が予想される。簡単な手法で、対象の特性をよく把握して適当な模型化を行なうことにより、配水計画の過程において、配水の3条件が如何に満足できるかをも含めて考察することにした。

つぎに、配水施設、とくに管網組織の計画に関する従来の研究を計画の条件ごとに述べ、残された問題点のいくつかを指摘し、解決へのアプローチについて述べる。

1.2 管網組織に関する従来の研究とその考察

配水計画の条計は、まえがきで述べたように、水量、水圧、経済性、水質の4要素が考えられる。以下にこの配水の条件ごとに従来の研究について述べ、管網組織の構成に加えられたこれら条件の評価を考察して、若干の問題点を指摘する。その問題点のいくつかについては、本文の標題にそう解決へのアプローチを考察するものである。

1.2.1 水 量

水量については流量分布の均等化と事故による断水時流量の融

通とが考えられる。流量分布の均等化には、松田³⁾の研究がある。既に組織され、管路の固定された管網について、管網構成の意義を重視して、流入点から任意の流出点への流量配分を、固定した配水管網のなかで可能なあらゆるルートに均分する「合理的流量配分方式」を提案している。

高桑⁴⁾は松田式流量配分法の手順を「配水池から管網へ流入する節点と対象とする節点を結ぶ線を対角線とする長方形を考え、後者の節点に隣る辺の格子点の数の比にしたがって管路流量を定める」ことにより簡単化する方法を提案している。これは流量を管路に均等に分担させることを意図しているが、高桑も指摘しているように、実際には必ずしもそうになっていない。

この流量配分の作業は管網が不規則で、管網数が多くなれば非常に複雑になり、かつ需要量が多く、大きい口径の管の布設を予定していた路線が、流量を隣接管路に均等に配分するため、むしろ小さい口径の管路になるという矛盾が起る。これは固定した管網路線に無理に流量を均等に分担させようとしたためで、管網を組織するときに、各管路が均等に流量を分担できるように構成すればよい。

いま、A、B、C 3市の既存配水管網の組織についてみると次のようである。

	給水人口	給水量	1人1日 最大使用水量	使用管径	管網数	平均 動水勾配	配水池
A市	81,000人	24,300 ^m /日	300 ^l /人/日	75 ^{mm} ~600 ^{mm}	9	10.6‰	1ヶ所
B市	41,000人	12,300 ^m /日	300 ^l /人/日	50 ^{mm} ~400 ^{mm}	7	8.1‰	1ヶ所
C市	30,000人	9,450 ^m /日	315 ^l /人/日	50 ^{mm} ~250 ^{mm}	24	6.9‰	1ヶ所

A、B、C 3市は1人1日最大使用水量がほぼ同じ300ℓで、管網には1ヶ所の配水池から流入し、管網管路の平均動水勾配は10.6%から6.9%である。とくにB市とC市については給水人口も大差なく、平均動水勾配も8.1%と6.9%の地方小都市である。技術的経験からはいうまでもなく、常識的にもB市の方が管網組織を構成する使用管口径が大きく、かつ管網数も多いと考えられるが、実際はB市の管網数はC市に比較して、はるかに少ない。A市についても同じことが言えるが、管網数はB市に較べて僅かに多いだけである。街路が密な地区では管網が小口径になり、管網数が多くなりがちであり、また街路が疎な地区では管網の口径が大きくなり、管網数が少なくなる傾向にあることは前述のとおりで、技術的経験や「カン」だけでは配水管網組織を構成することはむづかしい。

管網組織については、まえがきで述べたような方法で構成されるが、配水区の街路状況、需要量の分布状態、地形が千差万別であるという理由で一般的な研究があまりなされていない。

松田⁵⁾は簡単な田型管網において、一点からの流入水量が管網の各節点から平均に流出する場合の水理的に最も有利な主幹線の配置を、地盤が全面的に平坦であると仮定した場合について比較検討し、幹線となる管路数を1、2、3、4、5本とした場合の配置を基礎管網について示している。

そして、管網における主幹線の配置、すなわち基本管網組織の構成が重要であることを指摘し、一般的な場合についてだけでも、基礎管網としてその傾向を把握しておくことは基本配水管網の組

織上極めて大切であると述べているが、やはり固定された管網での幹線管路を選定する方法に終っている。

したがって、流量分布を均等化するためには、まず管網を組織するときに、各管路が均等に流量を分担するようにしなければならない。一様動水勾配の配水区を仮想して、各管路が均等に流量を分担する配水管網をモデル化して組織し、基礎管網として平均動水勾配、管網に使用する規格管口径、流入流量、管網数の間の相関関係を知っておくことが、管網組織を流量分布の均等化の条件で判定するうえに好都合であろう。

これによって、前述の A、B、C 3 市の管網組織についても流量分布の均等化の面から、使用している規格管の口径と管網数のバランスを論ずることができる。

1. 2. 2 水 圧

水圧については、青木⁶⁾ は水圧分布の均等に関する合理的条件の提案で、配水管網の始点をなるべく地盤の高所に選び、配水管路の動水勾配と地面勾配の向きを一致させることが望ましいとしているが、これは管網組織の水圧分布均等化のために計画にあたって考慮すべき事項ではあるが、管網各流出点における水圧分布の均等に関する指標とはなり得ない。

佐藤⁷⁾ は管網の等圧配水制御のための手法として、ある負荷流量の分布が与えられたとき、管網内各点の圧力を均一にするために、流出点の動水位を目標値との偏差の二乗和を目的関数に選び、これを最小にすることを目的として、最適化をはかっているが、管網各流出点の動水位の目標値をどこにおくべきか、重要な

問題の検討が残されている。

坂根²⁾は配水状態の良否を数量化する試みとして、配水状態指数という考え方を提案した。配水区の配水状態指数 \bar{E} は、その配水区内の多数点における配水状態指数 e_j との平均であると考えている。配水管網の計画で、水圧の条件の指標として利用できると考えられるが、配水状態指数 \bar{E} が厳密に配水状態の良否を表わしているかどうか、また \bar{E} がどのような値をとるべきか、残された問題は多い。

本文においては配水状態指数 \bar{E} を管網組織の水圧の条件として加えるまでには至っていないが、川崎市における配水区の実測圧力から計算された結果によると、流出点の圧力のバラツキを示す圧力標準偏差が大きくなるにしたがって配水状態指数は全般的に低下しているので、本研究においては、圧力分布の平均ではなく圧力標準偏差によって水圧の条件を検討してみる。

配水状態指数 \bar{E} からもわかるように、 \bar{E} の値をどの程度に設定すべきかは、管網の組織だけでなく、配水区の規模にも大きく影響を及ぼす。本文では水圧の条件からも配水区の規模決定について考察を加えてみる。

1.2.4 経済性

経済性については、松田³⁾の経済的配水管網の設計についての研究がある。固定された管路からなる配水管網において、まず流量分布を各管路に均等に分担させる。各管路の流量を固定し、管網の始点と終点を結ぶあらゆる経路を単一管路として、扇田⁸⁾が発表している方法で経済的口径を求めている。管網が完全に経

経済的条件を満足しているならば、各経路で共通する管路の経済的口径は全く等しくなる筈であるとして、仮定した分布流量を経路別に算出された同一管路の経済的口径がすべて一致するまで試算的に変えてゆかなければならない。簡単な管網の場合ならよいが、実際的には不可能であると述べている。

末石⁹⁾ は、配水管網の目標を、全分岐点で許容最低水圧を保持しながら、全費用の最小化をはかることにおき、最小値探索に用いられる最大傾斜法の適用を提示している。

管網構成の制約条件としては、可能な限り多くのルートを選んで、これを固定化する。

そして配水管網の全費用を最小傾斜方向に減少させるよう口径を改良し、逐次求めていくのであるが、最終的なルート選定の過程において無視するルートの管口径は0と考えればよい。

しかし n 管路で唯一回の改良値を求めるために $2n$ 回の管網計算をする必要があり、各管路を改良値に変更するたびに、管網計算をへて配水管網の全費用を求めることを繰返しながら最適解に到着する。

また、高桑⁴⁾ の配水本管網の経済的設計法では、各閉管路では管径変更に応じた費用増減には交互作用が伴うことを予想し、最適値探索に直交表を利用する方法を提案している。分析を簡略にするため、2本以上の管径路を同時に変更した組合せをつくり、費用減少の方向へ管径を変更していくが、管径の組合せを効率的につくり出すために直交表を用いる。しかし、1回の最適値探索に必要な管網流量計算は例えば14～25管路数の管網で(56

+ α) 回で、大きい管網には不可能である。

松田、高桑の方法は経済的管網の設計と言いながら、何れも固定した管路に流量を均等に分担させる条件で、管網の経済性を論じている。経済性は水理学上の条件に比して、二次的と考えられているが、工学設計であるからには経済性は度外視できないし、むしろ経済性以外の条件を検討する上での対象となるべき管網の骨組みを設定するという点で、配水の機能だけを満す経済的設計は意義をもつ。

末石の方法が管網管路にあらゆる可能なルートを選び、全分岐点で許容最低水圧を保つようにして、経済的な管網を求める点では、最も理想的であるが、計算に多大の時間を要するので、電子計算機を利用するにしても、さらに多くの工夫を要するものと思われる。

これと同じような考え方で、青木¹⁰⁾が配水本管網の経済的設計法を提案している。まず配水管網を配水管路と連絡管で構成する。連絡管の管径は流量分布の釣合から本管路の 0.4 位にするのが妥当であるとしている。さらに経済的設計法でもこの条件がそのまま成立するとしているが、十分な根拠のないことは明らかである。

本管路については、固定されたものとして水圧分布、流量分布の均等に関する合理的条件⁶⁾を制約条件として管径を決定している。

経済的設計法としては、各本管路を流出のある単一管路として、管路線の始点と終点の動水位を結ぶ直線に近い規格管の動水勾配

を基本にする。これより、口径を大きくしたり、小さくしたりして、規格管の布設工事費およびその差額を用いて、上凹曲線の動水勾配を与える規格管口径の組合せを試算的に求めることを提案しているが、経済的管路を求めることは難しい。

経済的設計の容易さからは、むしろ樹枝状管路がすぐれているので、本文では主としてこの面から管網の計画に検討を加え、一手法として最短路問題の応用について述べ、さらに今後考慮すべき問題点をも提起しようとするものである。

まえがきでも述べたように、目標に対する検討を行なう場合には、いたずらに複雑な方法を用いる必要はなく、むしろ初めは樹枝状基本管路を考え、これに連絡管を付加し、または基本管路を強化するという手順をふむほうが、対象の特性をよりよく把握できると考えられる。

何れにしても、経済的管網設計の基本となるのは、流出入流量のある単一管路の規格管による経済的設計である。

これまでに経済的理論動水勾配から管口径を計算する方法、または直線動水勾配から規格管口径を求める方法の研究はなされているが、経済的理論動水勾配から算出された管口径を経済的に規格管口径にかえる方法の検討がされていないので、本文で考察する。

1.2.4 水 質

水質については、中西¹⁾が水質の安全性に関係の深い残留塩素濃度を配水管中における水質の時間的变化に結びつけ、残留塩素の消費速度はそのときの残留塩素濃度に比例し、1次反応型の

モデルに従うとして定式化している。この式と管路中の水理的動特性を知るためにHazen-Williams の式を用いて、配水池を出た水が使用者まで到達する間に水質的にどのように変化するかを、モデル・ケースの配水システムについて検討しているが、配水計画における管網組織に水質の面から考察を加えた点は有意義である。とくに、管路中の水質変化を知るためには、各配水管の残留塩素消費速度定数、配水管網の流量と流下時間とを知っておく必要があると提案しているが、流下時間を知るためには、配水流れのルートに従って流量計算しなければならない。

本文では管網の水質について全く言及していないが、ルート別流量計算の問題で、基本配水管路の考え方が応用できるようである。

以上に管網組織の計画に関する従来の研究をもとに、残された問題点を指摘し、本文における問題点解決の具体的な研究の方向とアプローチについて述べた。

つぎに本文の研究の目的と範囲について述べる。

1.3 本研究の目的と範囲

上水道の配水施設には配水池あるいは配水ポンプなどの配水基地施設と管網組織がある。

本研究は管網組織の計画について考察するものであるが、配水区と管網の規模については基地施設も含めて考察する必要がある。

まえがきでその手順を述べたが、管網組織の計画は一つの複雑な統一システムの開発、設計を意味しており、より広いものの見方で計画

の策定に立向うことが必要である。

そのシステムを有効に生かすためには、①長期的な予測をたて、社会的な需要の変化をできるだけ遠くまで見通して設備・容量を決めること、②基本システムはある条件で設定するとして、サブ・システムをできるだけ取替え可能として、需要の変化、科学の発達に即応できるようにフレキシビリティを持つこと、③基本システムについても変化の可能性に対する対応策を将来にゆだね、拡張・増設が行なえるようなシステムとしておくこと、などの方策が考えられねばならない。

そのために、まず需要予測と計画目標年度について考察しなければならないが、需要予測についてはいくつかの研究が発表されているので、本文では管網の計画目標年度について考察する。配水管の布設は、計画目標年度に向って毎年拡張しつつけるが、拡張の方法も配水管を延長して配水区増大にそなえる方法、並列に配水管を増設して、需要水量の増加に対処する方法、その両方の場合とがある。計画の目標年度をどのようにとるか、計画をどのように分割して実施するか、その場合予測された需要量の伸びをどのように見込むかについて最適政策決定の方法を研究する。

つぎに管網組織の計画の4条件は水質、水量、水圧、経済性であるが、水質については本文では考慮しない。まず、管網の各分岐点で許容最低水圧を保持する経済的基本管網を、最短路問題を応用し、単一管路の経済的理論動水勾配をもとに規格管を用いて基本システムとして設計する。これに水量、水圧を条件とするサブ・システムの設計を、フレキシビリティを持たせ種々の角度からの検討を試みることにした。

完全ではないが、本文で研究されたサブ・システムを管網組織の計

面システムとして総合するため、次章以下はこの意図によって、計画目標年度、配水区と管網の規模、管網組織、規格管を用いた経済的管路の設計、最短路問題を応用した配水管網設計法の順序で展開していく。

参 考 文 献

- 1) 中西 弘：水道施設の塩素処理に関する研究
一、水道協会誌、386号、P47、昭和41年11月
- 2) 坂根稟一郎、甲田実、村川生英
：配水コントロールにおける配水状態推定法、水道協会誌、
410号、P23、昭和43年11月
- 3) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究（Ⅱ）－経済的配水管
網の設計－、水道協会誌、329号、P25、昭和37年
2月
- 4) 高桑哲男：配水本管網の経済的設計法、第7回衛生工学研究討論会講
演論文集、P47、1971・1
- 5) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究（Ⅰ）－配水管網にお
ける主幹線の配置－、水道協会誌、328号、P31、昭
和37年1月
- 6) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究（Ⅱ）配水本管網
の合理的条件、水道協会誌、314号、P32、昭和35
年11月
- 7) 佐藤芳彦：等圧配水制御に関する研究、水道協会誌、446号、P7
昭和46年11月

- 8) 扇田彦一：分岐又は合流する流量のある送配水本管の経済的設計、水道協会誌、226号、P26、昭和28年8月
- 9) 末石富太郎：配水管網計画最適化の理念と最大傾斜法の応用、水道協会誌379号、P2、昭和41年4月
- 10) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究(Ⅳ)、配水本管網の経済的設計法、水道協会誌、325号、P10、昭和36年10月

第 2 章 配水計画の目標年度についての考察

2.1 配水計画

従来行なわれてきている配水計画は、まず計画目標年度を計画時点より10～15年先に設定する。その時の配水区境界をひき、配水区内の街路に沿って配水管を布設し管網を形成する。各管路の分担する給水人口を算定し、計画目標年度の予想1人1日最大給水量をかけて、流出点流量を計算する。この流出点流量が各流出点の残在水頭が所定の水頭以上になる状態で流出できるよう配水管網の口径を決める。需要の時間変動を十分に吸収できるような配水池の規模を条件とし、時間最大給水量を用いて管網流量計算を行ない、管路口径を設計することによって、できるだけ人為的に配水コントロールしないで配水できるようにしている。多くの研究者がこの配水管網の流量計算法について成果をあげているが、反復計算する方法が用いられている。また管網そのものの合理化・経済化の研究には、扇田、松田、青木らの貢献が大きい。

急速な人口の都市集中と都市機能の高度化、産業構造の変化とともに、都市・農村の区別なく全国的に都市化現象が進んでいる。また生活様式の向上、生活意識の変化によって水の消費量を増大させ、経済の活発化に伴って営業用水、公共用水の消費も著しく伸びつつけている。

取水・導水・浄水施設は、水源水量に制限のある場合はその水量でまかなえる予測需要の年度を計画目標とし、水源水量に制限のない場合では計画時点から10～15年後を目標として予測した需要水量に対して施設の規模を定める。水量的に需給のバランスのみを問題とするならば、1年刻みにでも拡張すれば先行投資が減って経済的である

が、施設の材料、構造、工法によって小刻みに漸次増強することは不可能で、数次に分割して施工するのが普通である。

しかし、配水施設のうち配管布設工事は、水量的な需給のバランスからではなく、配水区内の給水人口の増加に従って、1年刻みに拡張するのが普通である。

取水・導水・浄水施設では完成年から目標年までの間にかなりの余裕があり、拡張が完成すれば一息ついてまた暫くしたら次の拡張を始めることになる。配水施設の場合、その主体である配水管布設工事は計画目標年に向って毎年拡張し、計画目標年が過ぎるとまた次の計画目標年に向って毎年拡張をつづけなければならない。一般に都市は扇形に発達している¹⁾ので配水区の中心地街はすでに計画目標年で給水人口が飽和に達しているが、外周部では次の計画目標年で給水人口が飽和に近づく状態になるのが普通であるから次の計画に対しては配水区内の需要予測が、同一配水区で、ある区域では1人1日最大給水量の増加だけに依存し、ある区域では給水人口の増加と1人1日最大給水量の増加の積によることになる。

最近、次の計画目標年を設定した配水区では、給水人口の飽和した地区と、なお給水人口が増加する周辺部で、需要量の伸びが異なるため、従来の計画目標年度の設定方法での配水計画では給水人口の飽和地区、主として旧市街地区への十分な給水が不可能で、消費者の不満の声が強い。

すなわち、従来の計画目標年度の設定方法では図(2-1a)に示すように配水区を扇形に拡張するような配水計画になる。

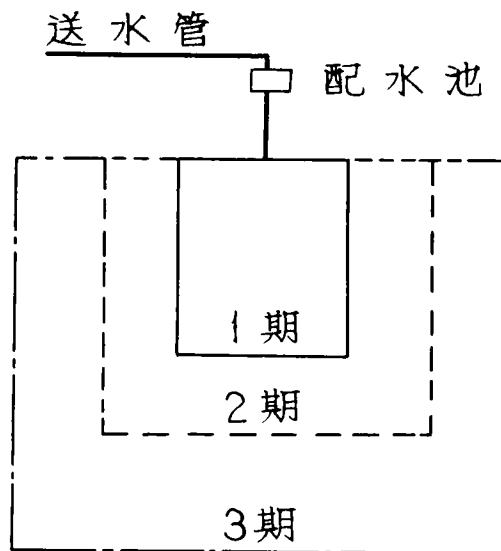


図 2-1a 配水区の設定

新らしく目標年度を設定した各都市では図(2-1b)に示すように配水区を設定しているが、このためには、配水計画のうち、配水管については、図(2-2)の例でわかるように、配水区内の給水人口密度を同一条件において、1人1日時間最大給水量の伸びだけで、配水計画の目標を設定すべきである。1人1日時間最大給水量よりは、用途別の需要水量を、所得、建物床面積、工場出荷額など消費段階の水量から都市計画による地域別に予測するのがよいが、ブロックメータの設置等研究^{2) 3)}が始まったばかりである。

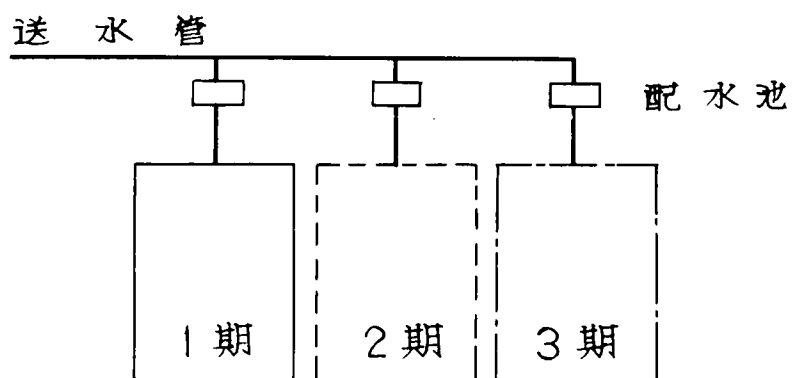


図 2-1b 配水区の設定

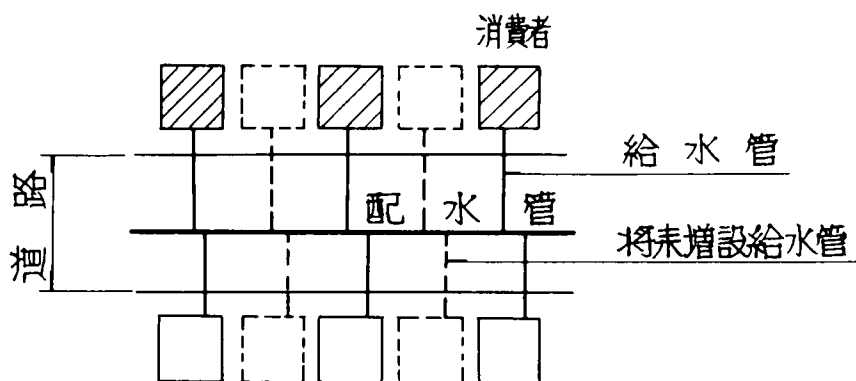


図 2-2 配水管路

2.2 需要予測

昭和35年から昭和44年まで、過去10年間の1人1日最大配水量の経年変化を日本水道協会編「上水道統計」で検討する。選出した都市は給水人口2万人から25万人までの中小都市で、東京と名古屋の太平洋岸ベルト地帯に位置し、近代工業化に伴い、人口増、使用水量増がほぼ同じ傾向にあることを目安にした。

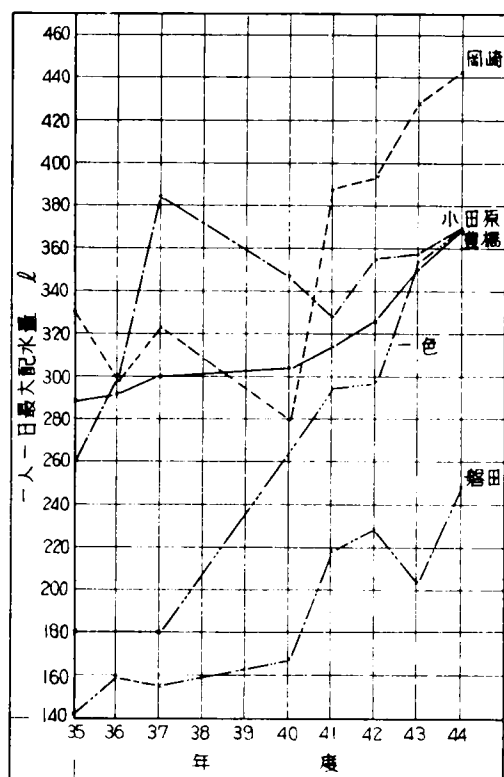
5都市について図表(2-1)、表(2-1)に示すが、給水人口が5万人から18万人の間にある岡崎市、小田原市、磐田市の3都市は35年と44年の1人1日最大配水量の点を直線で結んだ勾配は同じで、これら3都市より多い給水人口25万人の豊橋市は1人1日最大配水量経年変化直線の勾配は前記3都市のそれよりゆるやかである。また3都市より少ない給水人口22,000人の一色町のその経年変化直線の勾配は、前記3都市のそれより急である。

1人1日最大配水量の変化は当然当該市の社会・経済的發展に負うが、配水計画の目標年次を検討する段階では、 t 年における1人1日最大配水量 g を

$$g = at + b \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

ここに a および b は定数

と一次式で表わして議論をすすめていく。人口増がはげしくて、長期的に直線変化の範囲をはづれる場合は二次式等で1人1日最大配水量の経年変化を検討する必要がある。



図表2-1 一人一日最大配水量の経年変化

表2-1 1人1日最大配水量の経年変化

単位：ℓ/人/日

都 市 名	給水人口	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
豊 橋 市	123,060→ 250,868	288	291	300	—	—	303	314	326	350	368
岡 崎 市	103,954→ 180,329	330	296	322	—	—	280	388	392	428	442
小田原市	58,923→ 143,168	260	300	385	—	—	347	328	356	358	370
磐 田 市	16,670→ 56,042	141	159	156	—	—	167	218	229	203	249
一 色 町	16,000→ 228,64	180	180	180	—	—	285	294	296	355	368

注：給水人口は上段昭和35年，下段昭和44年。

2.3 計画目標年度の評価関数

管の m 当り工事費 e は

$$e = \alpha d^{\beta} + r \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

であらわされ、ここに d は管口径、 α 、 β 、 r は、同じ都市、管種、街路状況、工法等では同じ値をとる定数である。

また、単一管路では管口径 d 、流量 q 、動水勾配 i とすると、Hazen-Williams の式より次の関係がある。

$$d = 1.6258 c^{-0.38} i^{-0.205} q^{0.38} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

ここに c は流速係数で同一管種では同じである。

いま配水計画の目標年度評価関数を同一給水区における総管工事費におく。総管工事費は給水区内の配水管の管口径別延長に対する管口径別工事費の和であるが、実際の配水計画、管網計算が完成しないと求める事ができない。計画段階における工事費の比較であるから、総給水量、推定可能な平均動水勾配 i から求められる平均的な管口径 d_m を用いて考察する。したがって目標年度に対する給水区総管工事費の比較は、給水区が同一であるから目標年度の給水量に対する平均的な管口径 d_m の単位長さ当りの管工事費のそれに置換することができる。

管を布設する街路の中が広くて、将来もう1本または2本並行して管の布設ができる後進国の中小都市⁴⁾ では次のように、目標年度の決定を多段決定過程と把握して、DPにより分析できる。^{5) 6) 7)}

すなわち、計画目標年度が $t = t$ のとき、配水管平均口径 d_m は

$$d_m = 1.6258 c^{-0.38} i^{-0.205} q^{0.38} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

と表わされる。単位長さ当り管工事費 e_m は

$$e_m = \alpha k q_t^{0.38\beta} + r \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

ここに $k = (1.6258 c^{-0.38} i^{-0.205})^{0.38\beta}$ で、同一給水区では定数

となる。

計画目標年度 t に対して、配水計画を 2 期に分ける場合は、 j 年までの 1 人 1 日最大配水量に対して現在計画設計し、管工事を実施する。

j 年において、 j 年から計画目標年までの 1 人 1 日最大配水量の差に対して、計画設計して管工事を実施する。管工事費の割引率としての利子率を i とする。計画目標年度 t に対する管工事の現時点における総額は次のようになる。

j 年に対する計画の現時点における管工事費は $e(j) = \alpha k q_j^{0.38\beta} + r$ で、 $(j \rightarrow t)$ 年に対する計画の現時点における管工事費は

$$e(j \rightarrow t) = [\alpha k (q_t - q_j)^{0.38\beta} + r] \left(\frac{1}{1+i} \right)^j \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

で表わすことができる。

式 (2-1) で $q = at + b$ とあらわせるが、いま $q_j = y$ 、 $q_t = x$ とすると、 $e(j) = g(y)$ 、 $e(j \rightarrow t) = h(x - y)$ とおくことができ、現時点における総管工事費 $f_N(x)$ は、明らかに

$$f_N(x) = [g(y) + h(x - y)] \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

と表わすことができる。

したがって、 N 段に対する多段決定過程と考えることができ、 $(N - 1)$ 段に対して最適政策を用い、第 1 段の操業条件を変えることによって N 段の最適政策を決定することができる。ここでは 2 期に分割したが、3 期、4 期に分割する場合も同様である。

以上のように、配水計画の最適目標年度の決定は管工事費を評価関数として、

$$f_N(x) = \min_{0 \leq y \leq x} [g(y) + h(x-y)] \dots\dots (2-8)$$

の形でDPとして定式化できる。

この式(2-8)の関数方程式は手計算では大変であるから、電子計算機により数値解析して、配水計画の目標年度の最適政策を決定する。

古い歴史をもつ日本の中小都市では、配水管を布設しようとする街路が一般に巾が狭く、かつ電力線、電話線、ガス管、下水管等が布設されていて、地下は非常に輻湊しているのが普通であるから、将来もう1本配水管を並列に布設することはむづかしい。

しかし、このような街路は、人家が密集していて、給水人口がそれ以上増えることは少ない。このような場合における最適計画目標年度の決定は式(2-8)において、工期に分割しないと考える。すなわち $y=0$ であるから、式(2-8)は

$$f_N(x) = \min_{0 \leq x} [h(x)] \dots\dots\dots (2-9)$$

となり、式(2-6)より $(\frac{1}{1+i})^t$ の最小を考えればよいことになる。

すなわち、配水計画は最終1人1日最大配水量によるのが適当であることを示している。そのために、需要構造をミクロに把握し、計量経済モデルによって関連分析を行ない、従来の1人1日最大給水量

とは別に、用途別の需要水量を、所得、建物の床面積、工場出荷額など多くの諸要素を因子として定式化するような消費段階での水量から予測する方法の開発・研究^{8) 9)}をすすめなければならない。

参 考 文 献

- 1) 光安順三：横浜市における環状幹線と配水コントロール、水道協会誌、385号、P60、昭和41年10月
- 2) 水田 弘：自記録流量測定装置による区画測定、第21回全国水道研究発表会講演集、P62、昭和45年度
- 3) 冨田宗明：住宅団地計画給水量標準値の発展指向係数による予測法、第21回全国水道研究発表会講演集、P88、昭和45年度
- 4) Nihon Suido Consultants Co. : Master Plan of Water Supply, Sewerage and Drainage in Lahore, West Pakistan, 1969.
- 5) 日科技連DP部会編、ダイナミック・プログラミング入門、日本科学技術連盟発行
- 6) 片方善治著、システム工学概論、オーム社発行
- 7) 大門良己他：施設規模決定のための数学モデルに関する一考察、土木学会学術講習会講演集、昭和46年
- 8) 今川、山田、冨田：機能分類を用いた都市内地域水需要特性、第20回全国水道研究発表会講演集、昭和44年
- 9) 山田 淳：都市内水需要の分布特性による計画の安全率、第21回全国水道研究発表会講演集、P130、昭和45年

第3章 配水区と管網の規模についての考察⁹⁾

3.1 概 説

既成市街地域用の配水系統は途中の都市化、工業化のために生じた急増する水需要に対して、便宜的な分岐配水を行っているのが現状で、末端の市街地域の給水不良が目立ち、配水能力を増大させるためのポンプ加圧もすでに経済的限界を越え、増圧ポンプ場が数多く散在する状態となっている。

このように、市街地の水需要量は、ますます増加するとともに周辺地域の急速な都市化、工業化にともなって抜本的な送配水系統を整備拡充する時期にきている。

送配水系統の役割りは、給水区域内の各地点に浄水を分配することである。しかるに給水区域は平面的な広がりをもっているので、配水管網は分配と同時に輸送の機能をもたねばならない。すなわち給水区域の給水量、面積、標高等によっては、給水区域を数ブロックに分割して、それぞれ配水区を独立させ、一つ一つの配水区別に配水するのがよい。配水区に分けるおもな目的は、配水区内在できるだけ均一な水圧が得られるように管網を組織するのに容易にするためである。地形のために、どうしても均一な水圧が得られないときも、給水区域を配水区に分割する。

たとえば、細長い地形の都市では、どうしても浄水場から遠い地区では水圧が低下し、均一な水圧が得られないので図(3-1)に示すように給水区域を平面的に配水区に分割して給水するのがよい。また高低差のはなはだしいところでは図(3-2)に示すように立体的に高区・低区配水区に分割して給水する。

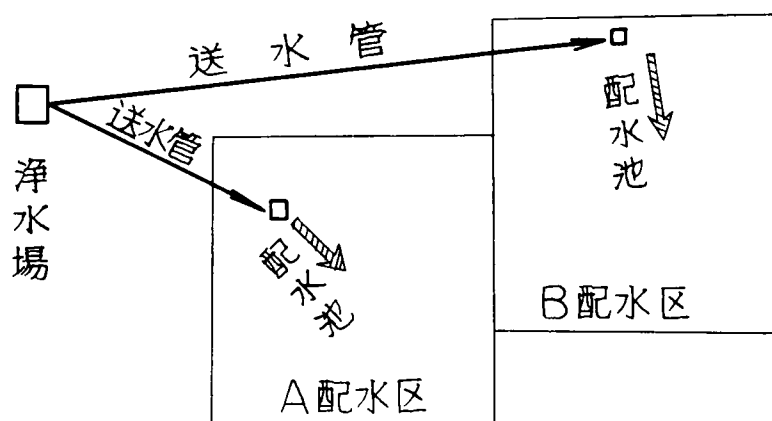


図 3 - 1

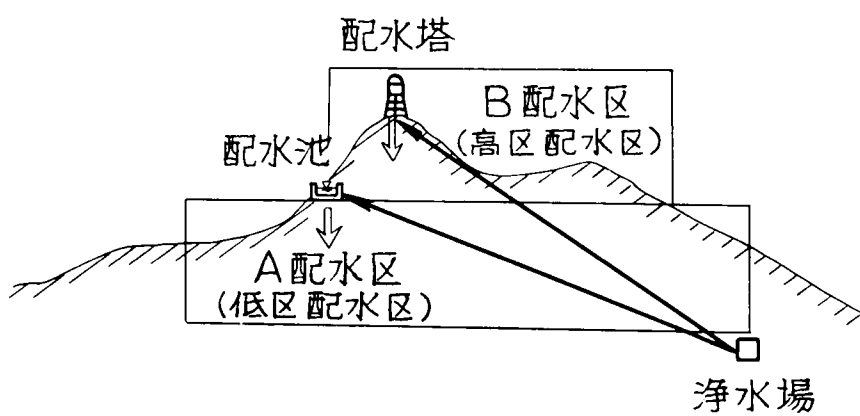


図 3 - 2

また配水区を設けたほうがよい理由の一つに水理上の問題がある。
一つの地区に水位の異なる二つ以上の配水池から配水しようとする、
需要量が増加した場合に配水池水位に差があるため、配水管内の流水
方向や水圧が一定せず、配水コントロールがむづかしくなる。^{1) 2) 3) 4)}

また浄水場から配水池まで浄水を送るのが送水管であるが、送水管
の途中から配水管が分岐されていたり、送水管と配水管を共有してい
たりする事例が多い。そう云う場合には配水池へ入る送水量が常に変
動する結果となり、配水コントロールにとって都合が悪い。⁴⁾

これらは何れも管網を組織する場合に考慮すべき事項で、かつ管網
計算の経済的考察に先行する重要な問題である。

本文では、配水施設のうち、配水区と管網の規模についての評価シ
ステムを制御可能な多段過程の最適計画として、ダイナミックプログ
ラミング (DP)⁵⁾によって解くことを試み、配水施設計画システム
へのアプローチとして、経済性にウェイトをおいて給水区における配
水区の設定と管網規模について、数式モデルで普遍的に計算・判別で
きる情報を提供する。

3.2 平均流速公式と管工事費

管網流量計算においては、一般に管径、管路延長および管内壁面状
態は既知であるとし、通常は摩擦以外による損失は無視する。この場
合、単一管路について管径 d 、流量 q 、動水勾配 i とすれば、Hazen
-Williams の式より次の関係がある。

$$d = 1.6258 c^{-0.38} q^{0.38} i^{-0.205} \dots\dots\dots (3-1)$$

ここに、 c は流速係数で同一管種では同じである。本文では、この

Hazen-Williams の式をつかって議論を進めることにする。

つぎに、管路の口径と延長 1 m 当り管工事費の関係は一般に、

$$e = \alpha d^{\beta} + r \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

で表わされる。ここに、 e は管延長 1 m 当り管工事費(円/m) d は管口径(m)、 α 、 β 、 r は定数で管種、工法、街路の状況によって異なった値をとり、物価の変動に従って変動する。

扇田⁶⁾ はソケット継手型高級鑄鉄普通圧管につき、東京都水道局使用の標準一位代価表より給水管も消火栓もとりにつけない口径 400 mm 以上の管路について、昭和 11 年、17 年、25 年、28 年の 4 ケ年における管口径別延長 1 m 当り管工事費曲線式を最小自乗法により次のように求めている。

$$\text{昭和 11 年: } e = 8.40 d^{1.62} + 16.99$$

$$\text{昭和 17 年: } e = 17.11 d^{1.68} + 30.75$$

$$\text{昭和 25 年: } e = 21.179 d^{1.71} + 39.58$$

$$\text{昭和 28 年: } e = 42.882 d^{1.77} + 68.34$$

また、松田⁷⁾ は東京都水道局が使用している管布設標準一位代価表に、昭和 34 年 4 月現在の物価を代入して、ソケット継手水道用立型鑄鉄管(JIS G 5521)を使用した場合の延長 1 m 当り管工事費曲線式を最小自乗法で求めている。東京都水道局においては、口径 75 mm ~ 350 mm を配水小管、400 mm 以上を配水本管と呼んで標準の埋設深さを異にしているので、その境界点で関係曲線は不連続となるから、75 mm ~ 350 mm と 400 mm ~ 1,500 mm との範囲について、次のように別個の関係式が得られる。

昭和 34 年

$$d = 75 \text{ mm} \sim 350 \text{ mm} : e = 42,961 d^{1.494} + 2,090$$

$$d = 400 \text{ mm} \sim 1,500 \text{ mm} : e = 47,553 d^{1.935} + 9,590$$

これらの管口径別延長1 m 当り管工事費曲線式と同一仕様で、昭和45年度における関東地方のいくつかの中小都市の1 m 当り管工事費（円/m）を表（3-1）に示す。管種は最近わが国で最も普通に用いられているメカニカル継手ダクトイル鑄鉄管を使用した場合である。

管口径別延長1 m 当り管工事費曲線式を最小自乗法で求めると次のようになる。

$$\text{前橋市} : e = 29,373 d^{1.372}$$

$$\text{桐生市} : e = 29,519 d^{1.172} + 4,650$$

$$\text{日立市} : e = 38,722 d^{0.953}$$

$$\text{宇都宮市} : e = 36,118 d^{1.766} + 7,700$$

$$\text{熊谷市} : e = 42,347 d^{0.991} + 10,000$$

$$\text{埼玉県南水道} : e = 65,282 d^{1.776} + 5,600$$

$$\text{川口市} : e = 44,131 d^{1.671} + 3,300$$

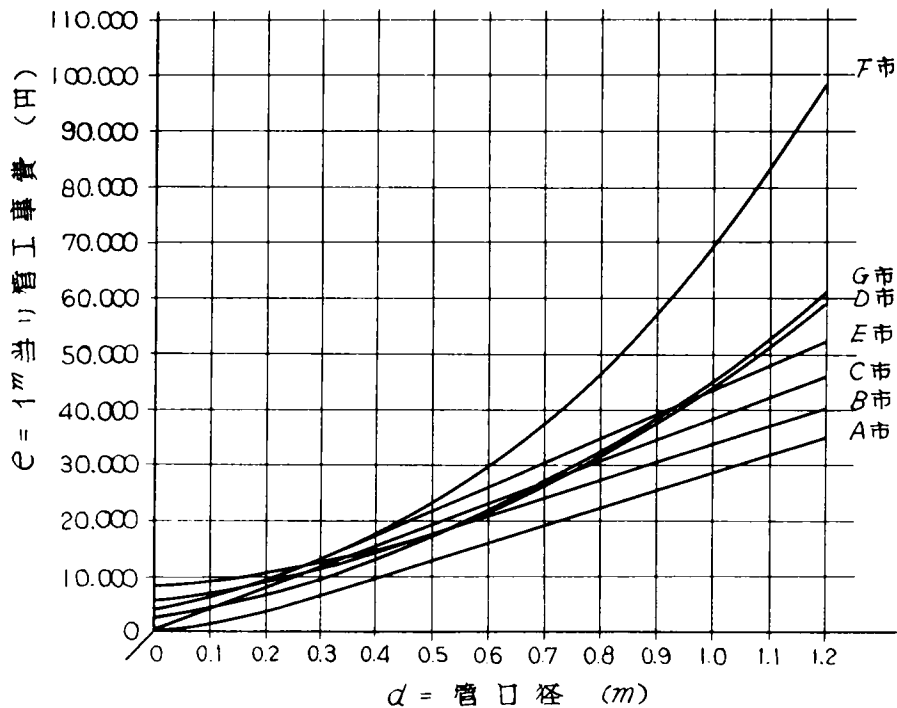
これをまとめて図表（3-1）に示したが、下限は前橋市、上限は埼玉県南水道で、平均的な値は川口市であることがわかる。

以上の1 m 当り管工事費曲線式より次のように要約できる。

- (i) 物価の変動によって、 α 、 γ は大きく変るが β は殆んど影響がない。
- (ii) β は都市別の特性によって大きく変る。したがって、送配水管の経済的設計には、とくに β について検討する必要がある。

表 3-1 関東地方都市別 m 当り管工事費 (円/ m) (昭和 45 年度)

都市別 給水人口 一日最大 給水量 m^3 /日 口径 m	前橋市 A	桐生市 B	日立市 C	宇都宮市 D	熊谷市 E	埼玉県 南水道 F	川口市 G
	190,074	115,519	149,246	173,610	53,064	366,119	249,955
	76,819	39,401	43,714	65,795	12,957	154,755	117,317
0.075	—	—	—	—	—	6,000	—
0.100	—	—	—	—	—	7,340	—
0.150	—	8,055	—	9,000	—	7,620	4,500
0.200	—	8,379	8,798	—	9,657	10,510	7,000
0.250	5,881	11,456	8,811	—	—	11,410	9,000
0.300	4,798	11,646	—	—	13,338	13,650	10,500
0.350	4,947	—	—	13,000	16,706	15,970	11,500
0.400	—	14,405	18,000	—	17,815	16,850	12,600
0.450	—	16,482	20,000	—	—	18,700	14,000
0.500	13,969	—	—	—	—	27,030	—
0.600	—	—	—	23,000	—	34,220	18,500
0.700	—	—	23,960	—	—	40,410	—
0.800	—	—	32,582	32,000	—	46,370	—
0.900	—	—	—	—	—	—	—
1.000	—	—	—	—	—	—	47,800
1.100	—	—	—	—	—	72,960	—
1.200	—	—	—	—	—	103,300	—



図表3-1 都市別管工事費曲線

3.3 配水区モデルの設定

高桑⁸⁾は配水区規模を経済的に決定する問題を、制御可能な多段過程の最適計画におきかえ、ダイナミックプログラミング(DP)によって効率的に解くことができると提案しているが、水道の分野でDPを適用した例としてはダム運用問題と漏水を考慮した管路の経済的管径決定問題とがある。

配水区の設定は都市の発展状況および地形的制約をうけて、最高区、高区、低区等の配水区に分割する場合、または浄水場に近い配水区、遠い配水区に分割する場合等がある。

本文では簡略化された図(3-3)に示す給水区について考察する。

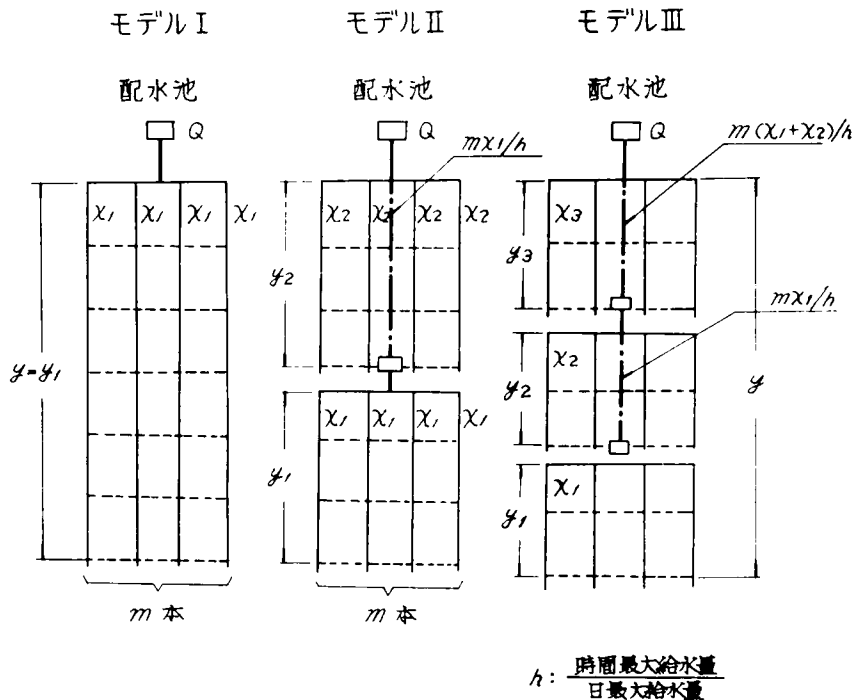


図 3-3 配水区モデル

まず給水人口密度が均一な理想的給水区域に m 本の配水本管で樹枝状に配水する場合を考える。図 (3-3) のモデルⅠは全給水区を 1 配水区とし、モデルⅡは高区、低区の 2 配水区に、モデルⅢは最高区、高区、低区の 3 配水区にそれぞれ分割した場合である。

配水本管が直列になる配水区に分割したが、並列になるように分割した場合も同じように考察を進めることができる。

総配水量を Q 、各配水本管に流入する流量を x 、各配水本管路の長さは同じで y とすると、モデルⅠ、Ⅱ、Ⅲについて次の関係式が成立する。

$$\sum x_i = Q / m = x \quad \cdots \cdots (3-3)$$

$$\sum y_i = y \quad \cdots \cdots (3-4)$$

ここに、 $x_i \geq 0$

$y_i \geq 0$

$i = 1, 2, 3$

$y_i = b x_i, \quad b = y/x$

である。

なお、管網を形成する連絡管は各配水区モデルとも全く同じであると考えられる。

また配水池については、給水区全体についても、配水区に分割した場合も貯水容量だけ必要であると考え、配水池の容量 1 m^3 当り建設単価は小容量の配水池程割高になる筈であるが、1 池の容量を同一にして池数を増減するのが普通であるから、ここでは 1 m^3 当り建設単価は同じであるとして取扱う。

3.4 配水区と管網規模の評価関数

各管網への流入量が x であるから、平均管口径は管路にそって均一に給水されるものとする、Hazen-Williams の式より、

$$d = 1.6258 \bar{c}^{0.38} (x/2)^{0.38} i^{-0.205} \dots\dots (3-5)$$

であらわされる。

この口径 d 管路の 1 m 当り管工事費は

$$e = \alpha d^\beta + \gamma$$

で、これに式 (3-5) を代入して整理すると、

$$e = a (x/2)^{0.38\beta} + \gamma \dots\dots\dots (3-6)$$

となり、ここに $a = \alpha (1.6258 \bar{c}^{-0.38} i^{-0.205})^\beta$ である。

配水区とその管網の規模の評価関数は総管工事費と各配水区の配水

圧である。配水圧については後で制約条件として検討を加えることに
して、ここでは評価関数の一つである総管工事費について考察する。

図(3-3)のモデルⅠ、Ⅱ、Ⅲについて式(3-6)を用いて総
管工事費を求めると次のようになる。

$$\text{モデルⅠ: } F_1 = m \{ a (x_1/2)^{0.38\beta} + r \} b x_1 \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

$$\begin{aligned} \text{モデルⅡ: } F_2 = m \sum_{n=1}^2 \{ a (x_n/2)^{0.38\beta} + r \} b x_n \\ + \{ a (m x_1/h)^{0.38\beta} + r \} b x_2 \quad \dots\dots\dots (3-8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モデルⅢ: } F_3 = m \sum_{n=1}^3 \{ a (x_n/2)^{0.38\beta} + r \} b x_n \\ + \{ a (m x_1/h)^{0.38\beta} + r \} b x_2 \\ + \{ a (m (x_1 + x_2)/h)^{0.38\beta} + r \} b x_3 \quad (3-9) \end{aligned}$$

ここに、 F は総管工事費をあらわし、 h は時間最大給水量と日最大
給水量の比である。

3.5 D.P によるモデルの一般化と数値解析

制約条件は明らかに

$$\sum_{n=1}^N x_n = x, \quad x_n \geq 0 \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

である。

つぎに関数方程式であるが、式(3-7)、(3-8)、(3-9)
の評価関数の形式より、配水本管の管工事費と、給水区に分割した第
2配水区または第3配水区の各配水池への送水管の管工事費に区別し

た方が計算が容易である。

まず配水本管の管工事費について、

$g_n^d(x_n)$: 第 n 配水区の各配水本管の配水量を x_n としたとき、

第 n 配水区より生ずる管工事費、

$f_n^d(x)$: 第 n 配水区より下流の配水区において、各配水本管

の配水量が x であるとき、最適政策を用いた場合の

管工事費、

とすると、式 (3-7)、(3-8)、(3-9) において、配水本管の管工事費が、 $\sum_{j=1}^n g_j^d(x_j)$ の型で変数分離しているので、配水本管工事費の関数方程式は次のように容易に作成できる。

$$f_n^d(x) = \min_{0 \leq x_n \leq x} \{ g_n^d(x_n) + f_{n-1}^d(x-x_n) \} \cdots (3-11)$$

$$g_n^d(x_n) = m b x_n \{ a (x_n/2)^{0.38\beta} + r \} \cdots (3-12)$$

$$f_0^d(x) \equiv 0 \cdots (3-13)$$

つぎに送水管工事費について考察する。

$g_n^t(x_n)$: 第 n 配水区への送水管で $m(x-x_n)/h$ の流量を

送水したとき、この送水管の管工事費、

$f_n^t(x)$: 第 n 配水区より下流の配水区への送水管で、 $m(x$

$-x_n)/h$ の流量を送水するとき、最適政策を用い

た場合の管工事費

と定義すると、式 (3-7)、(3-8)、(3-9) より

$$f_0^t(x) \equiv 0 \cdots (3-14)$$

$$f_1^t(x) \equiv 0 \cdots (3-15)$$

$$f_n^t(x) = \sum_{0 \leq x_n \leq x}^{min} \{ g_n^t(x_n) + f_{n-1}^t(x-x_n) \} \dots (3-16)$$

$$g_n^t(x) = \{ a(m(x-x_n)/h)^{0.38\beta} + r \} b x_n \dots (3-17)$$

と関数方程式を作成することができる。

すなわち、

$$f_n(x) = f_n^d(x) + f_n^t(x) \dots (3-18)$$

の形で、配水区とその管網の規模について、管工事費の評価関数をDFとして定式化することができた。したがって配水区と管網の規模決定は $Q = m x$ のもとで、 $f_n(x)$ の最小値を求めることにある。

ここで、管工事費の評価関数のもとに、表(3-2)に示すFORTRANプログラムで配水区の最適分割と管網の規模についてIBM電子計算機で数値解析を行なった。

計算に用いた諸量は管の流速係数 $c = 120$ で、管の動水勾配 $i\%$ 、総配水量 Q m³/sec、配水本管路数 m はパラメータとして変動させた。

また1 m当り管工事費曲線式を本文で検討した結果を考慮して、

$$e = 40.000 d^\beta + 10.000 \text{ PY/m}$$

と仮定し、 $\beta = 1.8, 1.35, 0.9$ と変動した3つの場合について計算した。結果はそれぞれ図表(3-2)、(3-3)、(3-4)において点線で示す。

表 3 - 2 数値解析プログラム(1)

LEVEL 18 MAIN DATE = 71253 10/22/43

```

C      HAI SUIKANNO KIBO NI TSUITENO KOSATSU
C      INITIALIZE THE CONSTANTS
      DIMENSION S1(200), S2(200), S3(200), FMIN(200)
      Y=5000.
      ALPHA=40000.
      GAMMA=10000.
      C=120.
      H=1.5
      BETA1=2.25
      DO 40000 NX=1, 3
      BETA1=BETA1-0.45
      DO 1000 M=3, 5
      DO 2000 L=1, 15, 2
      SLOPE=FLUAT(L)/1000.
      Q=-0.2
      DO 3000 N1=1, 6
      Q=Q+0.3
      X=Q/FLUAT(M)
      WRITE(6,500)BETA1,M,SLOPE,Q
500    FORMAT(1H0,5X,'BETA=',F4.2,5X,'M=',11,5X,'I=',F5.3,
      5X,'Q=',F4.2)
      N=1
      A=ALPHA*(1.6258*C**(-0.38)*SLOPE**(-0.205))**BETA1
      B=Y/X
      BETA=0.38*BETA1
5      1F(N-1)1,1,2
1      X1=X
      F1=M*(A*(X1/2.))**BETA+GAMMA)*B*X1
      WRITE(6,200)N,F1,X1
200    FORMAT(1H,5X,'N=',12,5X,'F1=',F20.0,5X,'X1=',F4.2)
      GO TO 3
3      N=N+1
      GO TO 5
2      1F(N-2)6,6,7
6      F2MIN=0.99E49
      X1=0.0

```

```

8  X2=X-X1
   F2=M*(A*(X1/2. )**BETA+GAMMA)*B*X1+M*(A*(X2/2. )
   **BETA+GAMMA)*B*X2+1A*(M*X2/H)**BETA+GAMMA)*B*
X1
   1F(F2-F2MIN)99,99,98
98  X1=X1-0.01
   X2=X-X1
97  WRITE(6,300)N,F2MIN,X1,X2
300  FORMAT(1H,5X,'N= ',I2,5X,'F2= ',F20.0,5X,'X1= ',
F42,5X,'X2= ',F4.2)
   GO TO 3
99  F2MIN=F2
   IF(X1+0.01-X)49,97,97
49  X1=X1+0.01
   GO TO 8
7   F3MIN=0.99E49
   I=1
   X1=0.0
12  X2=0.0
10  X3=X-X1-X2
   XX=X-X1
   F3=M*(A*(X1/2. )**BETA+GAMMA)*B*X1+M*(A*(X2/2. )
   **BETA+GAMMA)*B*X2+M1*(A*(X3/2. )**BETA+GAMMA)*
B*X3+(A*(M*(X2+X3)/H)**BETA+GAMMA)*B*X1+(2A*(M
*X3/H)**BETA+GAMMA)*B*X2
   IF(F3-F3MIN)96,96,95
96  F3MIN=F3
   IF(X2+0.01-XX)48,9,9
48  X2=X2+0.01
   GO TO 10
95  X2=X2-0.01
   X3=X-X1-X2
9   S1(I)=X1
   S2(I)=X2
   S3(I)=X3
   FMIN(I)=F3MIN
   IF(X1+0.01-X)47,11,11
47  X1=X1+0.01
   I=I+1

```

```

      F3MIN=0.99E49
      GO TO 12
11    I=1
92    J=I+1
      IF(FMIN(I)-FMIN(J))93,93,94
94    I=I+1
      GO TO 92
93    WRITE(6,400)N,FMIN(I),S1(I),S2(I),S3(I)
400   FORMAT(1H,5X,'N=',I2,5X,'F3=',F20.0,5X,'X1=',F4.2,
           5X,'X2=',F4.2,5X,'X3=',F4.2)
3000  CONTINUE
2000  CONTINUE
1000  CONTINUE
4000  CONTINUE
      STOP
      END

```

また配水区と管網との規模のもう一つの評価関数として、配水圧の均等化がある。簡略化された理想的給水区については、配水圧の均等化は単純に給水区を高区、低区の配水区に等分割することによって達成できる。

さきに配水区と管網の規模を管工事費だけを評価関数として、給水区の配水区への最適分割および管網規模について数値解析したが、管工事費の評価関数に配水圧の均等化、すなわち給水区の高区、低区配水区への等分割の条件を加えて、表(3-3)に示すFORTRAN プログラムで、式(3-18)の $f_n(x)$ の最小値を求める数値解析をIBM電子計算機で行なった。

計算に用いた諸量は管工事費のみを評価関数とした場合と同じで、計算結果は図表(3-2)、(3-3)、(3-4)において実線で示す。

表 3 - 3 数値解析プログラム (2)

LEVEL 18 MAIN DATE=71278 22/42/2

```

HAISUIKANNO KIBO NI TSUITENO KOSATSU
SUIATSU WA ONAJI NA NO
INITIALIZE THE CONSTANTS
Y=5000.
ALPHA=40000.
GAMMA=10000.
C=120.
H=1.5
BETA1=225
DO 4000 NX=1, 3
  BETA1=BETA1-0.45
DO 1000 M=3.5
  DO 2000 L=1, 15, 2
    SLOPE=FLOAT(L)/1000.
    Q=0.0
    DO 3000 N1=1, 16
      Q=Q+0.1
      X=Q/FLOAT(M)
      WRITE(6,500) BETA1, M, SLOPE, Q
500  FORMAT(1H0, 5X, 'BETA= ', E42, 5X, 'M= ', I1, 5X, 'I= ', F5.3,
5X, 'Q= ', F4.2)
      A=ALPHA*(1.6258*C**(-0.38)*SLOPE**(-0.205))**BETA1
      B=Y/X
      BETA=0.38*BETA1
      X1=X
      X2=X/2.
      X3=X/3.
      X4=X/4.
      F1=M*(A*(X1/2.)**BETA+GAMMA)*B*X1
      F2=2.*(M*(A*(X2/2.)**BETA+GAMMA)*B*X2)+(A*(M*
X2/H)**BETA+GAMMA)*B*1X2
      F3=3.*(M*(A*(X3/2.)**BETA+GAMMA)*B*X3)+(A*(M*
X3/H)**BETA+GAMMA)*B*1X3+(A*(2.*M*X3/H)**BETA+
GAMMA)*B*X3
      F4=4.*(M*(A*(X4/2.)**BETA+GAMMA)*B*X4)+(A*(M*

```

```

      X4/H)**BETA+GAMMA)*B*1X4+(A*(2.*M*X4/H)**BETA+GA
MMA)*B*X4+(A*(3.*M*X4/H)**BETA+GAMMA)*B*2X4
      WRITE(6,200)F1,F2,F3,F4
200   FORMAT(1H,5X,'F1=',F15.0,5X,'F2=',F15.0,5X,'F3=',
F15.0,5X,'F4=',F115.0)
3000  CONTINUE
2000  CONTINUE
1000  CONTINUE
4000  CONTINUE
      STOP
      END

```

3.6 総 括

配水管網の動水勾配は地形その他によって異なるが、A、B、C各市の既設配水管網について検討すると次の通りである。

	給 水 人 口	給 水 量	平均動水勾配
A 市	81,000	24,300 m^3 /日	10.6 ‰
B 市	41,000	12,300 m^3 /日	8.1 ‰
C 市	30,000	9,450 m^3 /日	6.9 ‰

まづ管工事費のみを評価関数として、配水区と管網の規模を数値解析した結果について考察する。解析の計算結果は図表(3-2)、(3-3)、(3-4)において点線で示されているが、前記A、B、C各市の動水勾配から、配水本管路数 $m=5$ 、平均動水勾配 $i=7\text{‰}$ の給水区を仮定して検討する。

管工事費曲線式の $\beta=1.8$ のときは総配水量 $Q=0.5\text{ }m^3/sec$ (43,250 m^3 /日)、 $\beta=1.35$ のときは $Q=0.25\text{ }m^3/sec$ (21,600 m^3 /日)、 $\beta=0.9$ のときも $Q=0.25\text{ }m^3/sec$ (21,600 m^3 /日)以上の給水区は高区、低区の2配水区に分割したほうが経済的に有利であることを示している。

電子計算機によりタイプアウトされた数値をみると、配水本管路数 $m=5$ 、平均動水勾配 $i=7\text{‰}$ の給水区では、総配水量 $Q=0.4\text{ }m^3/sec$ (34,560 m^3 /日)の場合、給水区の配水区への最適分割比は、高区配水区1に対して低区配水区は7の割合である。同じように、 $Q=0.7\text{ }m^3/sec$ (60,480 m^3 /日)の場合の配水区への最適分割比は1:3.7、 $Q=1\text{ }m^3/sec$ (86,400 m^3 /日)の場合のそれは1:4である。

これを配水区と管網の規模のもう一つの評価関数である均等配水圧の点から考えると、配水区への最適分割比は高区配水区：低区配水区＝1：1の等分割である。この計算結果は図表（3-2）、（3-3）、（3-4）の実線で示してある。配水本管路数 $m=5$ 、平均動水勾配 $i=7\text{‰}$ の給水区では、管工事費曲線式の $\beta=1.8$ 、 0.9 のときは総配水量 $Q=1.6\text{ m}^3/\text{sec}$ （ $138,240\text{ m}^3/\text{日}$ ）の場合、 $\beta=1.35$ のときは $Q=1.2\text{ m}^3/\text{sec}$ （ $103,680\text{ m}^3/\text{日}$ ）の場合は給水区を高区、低区の2配水区に等分割すれば最適規模の配水区と管網を得ることができる。

本文では、自然流下方式によって給水される給水区において、配水区とその管網の規模を水理的に一連関係にある送配水施設を含め、工事費を評価関数とした多段過程の最適制御問題として、D.Pにより効率的に電子計算機で数値解析し、実際の設計に適用できる程度にこの問題を解決することができた。

ポンプ加圧方式で給水される給水区については、配水ポンプ施設と配水管路との減価償却費および電力料を評価関数として、自然流下方式で給水される給水区と同じようにD.Pとして定式化でき、電子計算機によって数値解析が可能である。

これによって、配水管網の最適または経済的設計を目指すには、給水区において最適規模の配水区および管網を決定することが、配水管網そのものの経済性を検討する管網の流量計算に先行して極めて重要な問題であることが明確になった。

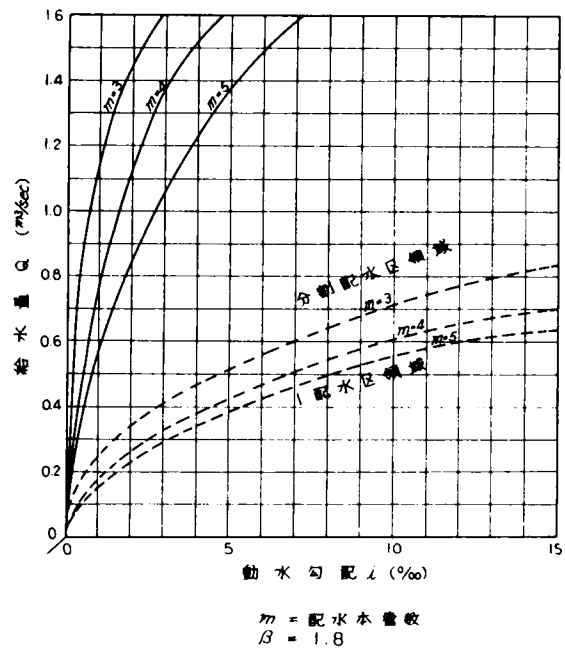
したがって、自然流下方式の給水区における最適配水管網を設計する場合は、まず(1) 管工事費曲線式の α 、 β 、 r を給水区域の状況、

工事目標年度によって算定し、(2) この管工事費を評価関数として、給水区を配水区に分割するのが経済的であるかどうかを図表(3-2)、(3-3)、(3-4)によって検討し、その結果を1つの情報として計画者は意志決定に考慮すべきである。

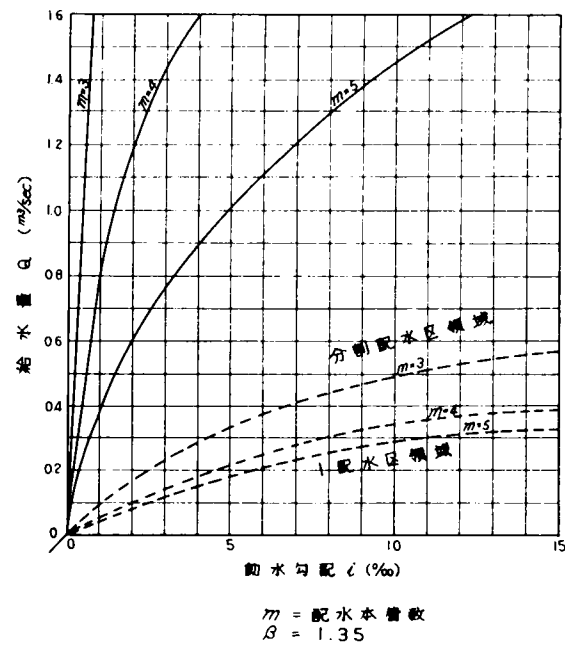
参 考 文 献

- 1) 村尾正信：送配水施設の集中管理計画の概要、水道協会誌、383号、p 74、昭和41年8月
- 2) 扇田彦一：東京都水道における送配水管理の現状および問題点と拡張改良事業における計画構想、水道協会誌、384号、p 69、昭和41年9月
- 3) 光安順三：横浜市における環状幹線と配水コントロール、水道協会誌、385号、p 60、昭和41年10月
- 4) 坂根稟一郎：送配水コントロール合理化のための川崎市水道10年の歩み、水道協会誌、388号、p 62、昭和42年1月
- 5) 日科技連DP部会編：ダイナミック・プログラミング入門、片方善治：システム工学概論、オーム社、吉川和広：土木計画とOR、丸善、その他
- 6) 扇田彦一：分岐または合流する流量のある送配水本管の経済的設計、水道協会誌、266号、p 26、昭和28年
- 7) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究Ⅲ)ー経済的配水管網の設計、水道協会誌、329号、p 25、昭和37年2月
- 8) 高桑哲男：配水管網設計法に関する研究(1)、水道協会誌、443号、p 2、昭和46年8月
- 9) 中島重旗：配水区と管網の規模についての一考察、水道協会誌投稿中

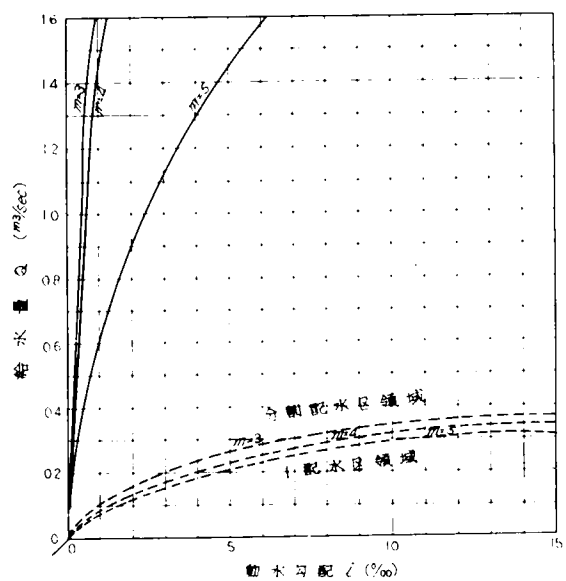
圖表3-2 配水管網規模



圖表3-3 配水管網規模



圖表3-4 配水管網規模



m = 配水管數
 β = 0.90

第 4 章 配水管網組織についての考察⁶⁾

4.1 概 説

配水管網は配水本管網と、配水本管網より分岐した無数の配水支管網から構成されている。配水本管網は配水施設の主体をなし、その布設工事費も上水道施設全工事費の過半を占め、またその有する使命も重大である。この配水管網の設計はまず基礎になる配水本管網を組織することからはじめられる。従来、配水管網の組織は全く設計者の意にまかされており、この方面に関する研究^{1) 2) 3) 4)}はあまりないが、いづれも基本配水管網の組織という問題は管網の経済的考察に先行する重要問題であり、これを解決せずに配水管網の合理的設計の完璧は到底期し得ないとしている。特に合理的配水管網の条件である水圧分布、流量分布の均等化は給水区域全面にわたって管路を如何に均等に配置するかによるところが大きい。

給水圧に極端な差異があると、給水の不均衡、不円滑を生ずる直接原因となるが、制水弁、給水装置の型式、規模を適当にえらぶことにより、ある程度調整できるから水圧の不平均はある程度許容できる。一般に、都市は商業・住宅・その他の地域に分類され、管網各管路の分担する給水量は、都市全体を通して一率でなく、同一都市でも給水区域の形状・規模および地盤関係等に支配されるのが実状である。したがって、流量分布の均等化は地域の特性を考慮した管網組織の構成ならびに使用する管口径に支配されるところが大きい。

配水施設計画の一環として、管網計画に先だって管網の理想的形状という基本概念と使用すべき管口径の種類を知っておくことが、管網設計の最適化を進めるに必要である。本文では技術的経験あるいは「カン」をできるだけさけて最適配水管網数と使用する管口径を選定する

普遍的な方法について述べる。

4.2 基礎配水管網と管路の最小口径

管網を形成する管路のうちで大口径の管路ほど有効な働らきをなし、したがって管網水理に及ぼす影響が大きく、小口径の管路ほどその影響が小さいものと思われるから、複雑な管網を実際に計算が実施できる程度に簡略化するために、全般に対する水理的影響が小さいと思われる管路を省略し、水理的影響の比較的大きな管路のみから形成される、いわゆる基本配水管網を選定することが要求される。

基本配水管網の選定に関しては、従来はなんら理論的根拠をもたず、樹枝状配管の原則にしたがい、街路の条件、地形等を考慮しながら視察によって各管路線を決定していた。したがって計画者の技術的経験や「カン」によって管網の組織は非常に異なる。表(4-1)に既設配水管網について比較し、その例を示す。

表 4 - 1 既設配水管網の比較

	給水人口	一人一日時間 最大給水量 ℓ/人/日	時間最大 給水量 ℓ/sec	管網数	使用 管口径 mm
A 市	81,000	300	281.25	9	75-600
B 市	41,000	300	142.36	7	50-400
C 市	30,000	315	109.37	24	50-250

もちろん配水管網の組織は配水区域の形状、規模、地盤高等に支配されるので、都市によって著しく相違する。したがって一般性を論ず

することは困難であるが、ごく一般的な場合についてその傾向を把握し、この情報を基本配水管網選定の基準にすれば、従来行なわれてきた暗中模索的方法から前進し、より合理的な基本管網選定に近づくことができる。

いま、簡単な形の基礎配水管網について、その管径数の影響を考察する。図(4-1)に示す管網において、給水区域・給水量・人口密度が同一で、管網の起点①から縦横に一樣な勾配の平坦な地形を想定する。

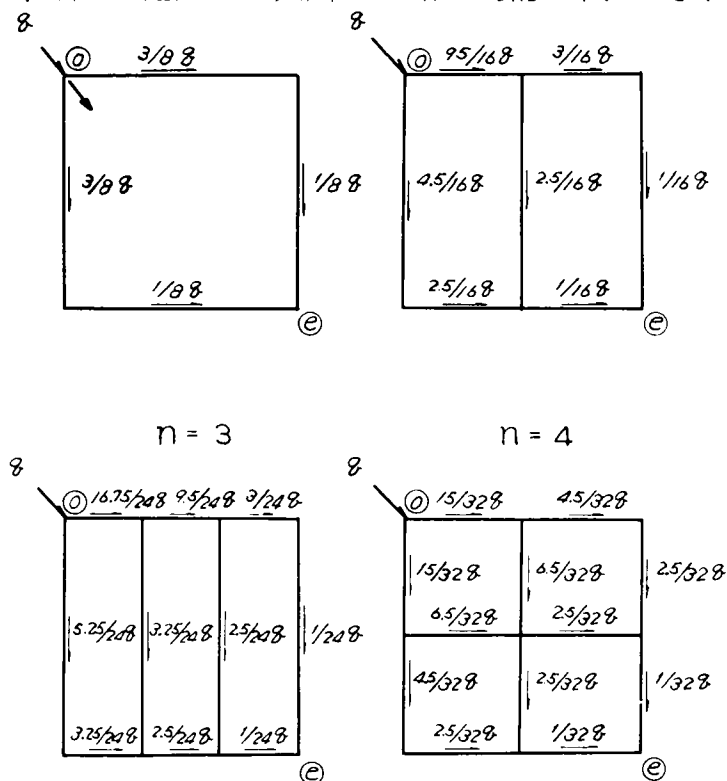


図 4-1 基礎管網組織図

配水管は一般に都市街路に沿って布設されるから、配水管網もまた街路網に従って組織されるが、この場合は任意に管路線が選定できる

として、図(4-1)に示すように管網数1、2、3…… n に組織された仮想基礎配水管網について検討する。管網の起点①に流入する配水区域全体の時間最大給水量を q とする。管網を構成する各管路の分担流量はその管路が分担する給水面積に比例する。したがって図(4-1)に示すような仮想配水管網では末端②点に隣接する管路の分担流量が最小になる。すなわち、その管網においては最小の管口径になる。

仮想配水管網における最小口径管路の分担流量は図(4-1)に示すように、管網数1のときは $(\frac{1}{n})q$ 、管網数2のときは $(\frac{1}{2 \times n})q$ 、管網数3のときは $(\frac{1}{3 \times n})q$ 、…… 管網数 n のときは $(\frac{1}{n \times n})q$ となる。すなわち管網数 n の管網における最小口径管路の分担流量 q_n は、

$$q_n = (\frac{1}{n \times n}) q \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

であらわされる。

いま管路の平均流速公式として、Hazen - Williams の式を用いると、仮想管網の最小口径管路の流量 q_n は、

$$q_n = 0.27853 \text{ C D}_n^{2.63} \text{ I}^{0.54} \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

であらわされ、ここに q_n = 流量 (m^3/sec)、 D_n = 最小管路口径(m)、 I = 管路の動水勾配($\%$)、 C = 流速係数である。

仮想配水区域が管網管路の流れの方向に一様な勾配の平坦な地形であるから、合理的に設計された配水管網では動水勾配は各管路について一様な値に近い。

流速係数 C は管種によって異なる値をとるが、同一管種では一定である。ここで式(4-2)に式(4-1)を代入すると、管網の総給水量 q は、

$$Q = 2.22824 \text{ CD}_n^{2.63} n \text{ I}^{0.5} \dots\dots\dots (4-3)$$

となる。ここに n は組織された基礎配水管網の管網数である。

式(4-3)において、配水区域内の総給水量 Q と平均動水勾配 I がわかっておれば、合理的に基礎配水管網に採用する最小管口径と最適な構成管網数を計算することができる。また既設配水管について、管網数の妥当性を検討することもできる。

配水管網の設計は、平時における流量計算と火災時における流量計算を行なうことになっている。平時の流量計算では配水区内の人口密度、面積および計画給水普及率から各管路線の分担給水人口を算出し、この給水人口が同時に計画時間最大使用水量を使用するものとして各管路線の分担すべき時間最大給水量を定め、この給水量が管路線の両端より $\frac{1}{2}$ あて集中して流出すると仮定して管口径を設計する。火災時の流量計算は各管路線の分担する給水量は一日最大給水量で、そのうえに消火用水量を加える。消火用水量の放水地点は、配水区域のうち最も給水事情の悪い地点を選定することになっている。消火用水量は消火せんから放水するとして計算する。消火せんはその配置とともに放水能力についても十分目的を果たさなければならない。したがって基準に示す能力を維持するためには、単口消火せんの設置は管口径 150 mm を最小とすることになっている。すなわち配水管網の最小口径は 150 mm でなければならない。しかし町村程度の人口密度では、水道以外に消火水利があるので、この場合の配水管網は最小口径が 100 mm、75 mm、50 mm でもよいことになっている。

4.3 配水管網数

図(4-1)に示す基礎配水管網において、管網数 n 、最小管口径 D_n と総給水量 q の関係は Hazen - Williams の式を用いると式(4-3)のように表わされる。

消火用水の供給源を水道水に求めるよう法律で義務づけられている一般の都市では、配水本管網の最小口径は150mmまたはそれ以上でなければならない。すなわち、

$$D_n \geq 150 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

である。式(4-3)において流速係数 $C=120$ とし、式(4-4)を代入して整理すると、

$$q \geq 1.8209 n I^{0.54} \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

となる。

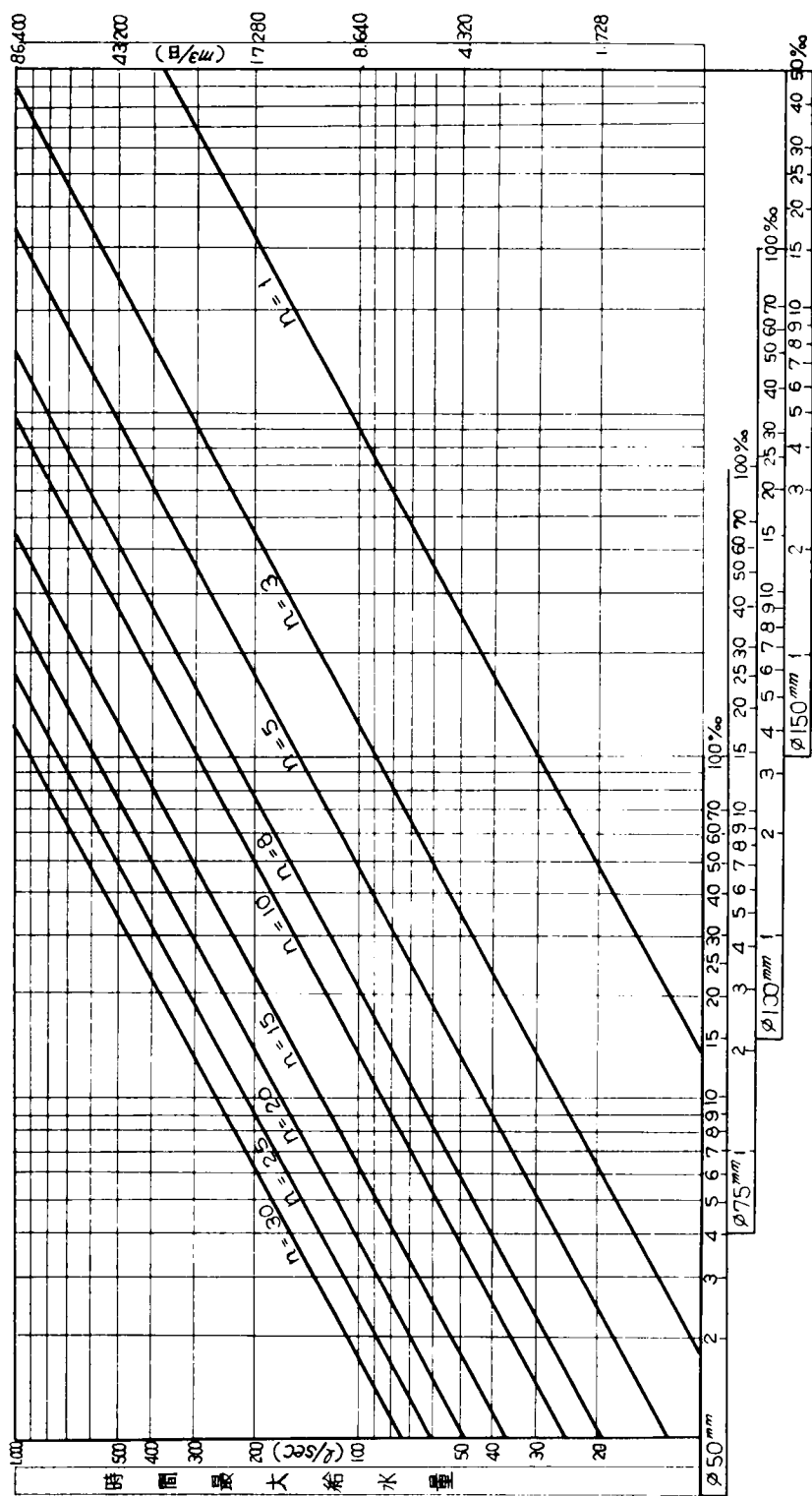
町村程度の給水区域で組織する配水管網は、最小口径が普通100mm、75mm、50mmであるから $C=120$ とすると式(4-3)より、

$$\left. \begin{array}{lll} D_n \geq 100 \text{ mm} & : & q \geq 0.6270 n I^{0.54} \\ D_n \geq 75 \text{ mm} & : & q \geq 0.2941 n I^{0.54} \\ D_n \geq 50 \text{ mm} & : & q \geq 0.1013 n I^{0.54} \end{array} \right\} \dots\dots (4-6)$$

を求めることができる。

式(4-5)、(4-6)による総給水量 q (ℓ/sec)、配水区域内の平均動水勾配 I (‰)と管網数 n 、最小口径 D_n との関係は図表(4-2)に示す通りである。

以上の考察に基づいて表(4-1)に示すA、B、C3市の既設配水管網を検討してみる。



最小配水管口径と平均動水勾配

図表4-2 最適配水管網数図表

まずA市について、既設配水管網の最小口径が75mm、平均動水勾配が10.6‰であるから、図表(4-2)より最適配水管網数として $n=12$ が求まる。しかし実際の管網数は $n=9$ である。したがって配水管網各管路の管口径を設計する前に、最小口径を75mmのまま管網数を増やすことができるか、またはさらに簡略化し管網数を減らして最小口径を100mmと大きくした方がより合理的であるかを検討する必要がある。

Q : 流出量 (ℓ/sec)

H : 地盤高 (m)

l : 管路距離 (m)

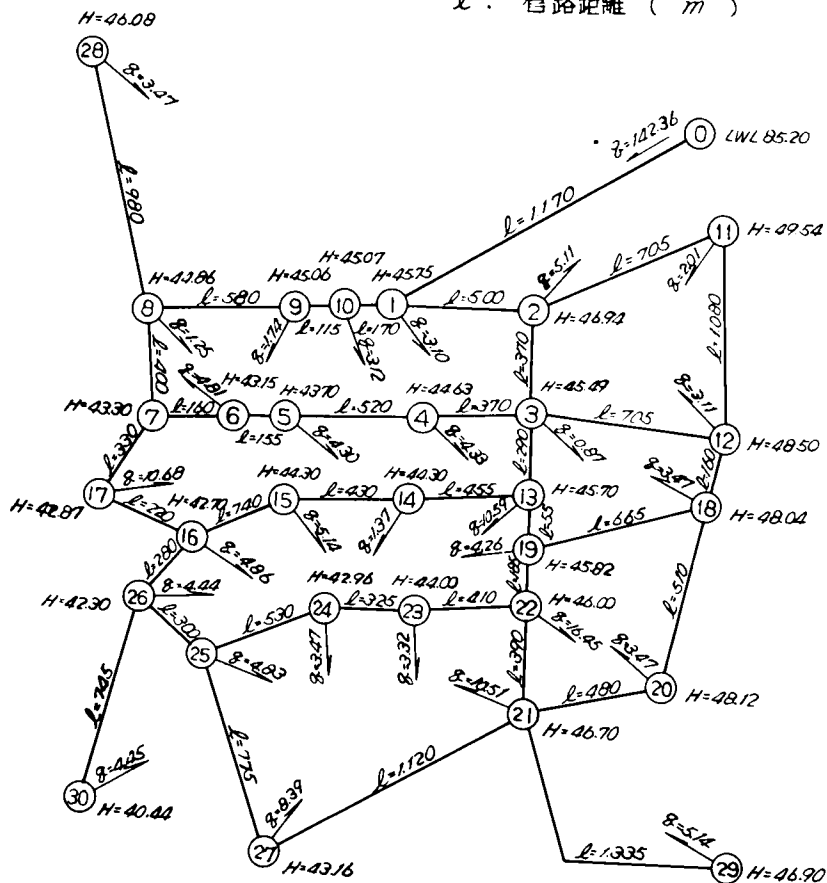


図4-3 B市既設配水本管網

B市については、図(4-3)に示すような既設配水管網の最小口径が50mm、平均動水勾配が8.1‰であるから、図表(4-2)より最適配水管網数は $n=18$ になる。しかし実際の管網数はわずかに $n=7$ である。街路の関係から既設配水管網の管網数を $n=7$ より増やすことができないとすれば、管網管路に使用する最小管口径は図表(4-2)より75mmにした方がより合理的な設計と考えられる。そこで最小管口径75mmを採用して、配水管網数を既設の通り $n=7$ として再設計してみた。従来方法で組織され、設計された最小管口径50mmの既設配水管網と、図表(4-2)より最小口径75mmとしたときの設計結果とを、管口径、各流出点の残存水頭について表(4-2)に示す。

従来方法によって組織され、設計された既設配水管網では管口径が50mmから400mmまでである。最小管口径を75mmにして設計すると、同じ配水管網で管口径が75mmから300mmまでになる。

また管布設工事費については、本文で既に述べている管工事費曲線式

$$e = 40,000 d^{1.8} + 10,000 \text{ (円/m)}$$

を用い、口径75mmの管路の1m当り工事費を1としたときの比較管工事費を、小規模地方都市B市水道の配水管網について算出し、表(4-2)に示す。本文で述べた最適管網数と管路の最小管口径の關係に従って組織した配水管網では、従来方法で設計した既設配水管網に比較して、管工事費で4.22%減少するとともに、使用する管口径も75mmから300mmまでと、従来方法で設計された既設配水管網の50mmから400mmより2種類少ない管口径となり、管工事は勿論のこと、維

表 4 - 2 B 市配水管網の管布設工事費の比較

節点間 管 路	管 路 距 離 <i>m</i>	従来方法により設計された 既設配水管網			最適管網数で検討して設計 した配水管網		
		管口径 <i>mm</i>	末 端 動水頭 <i>m</i>	比較管布 設工事費	管口径 <i>mm</i>	末 端 動水頭 <i>m</i>	比較管布 設工事費
0 - 1	1,170	400	35.93	7,885.80	300	25.01	3,966.30
1 - 2	500	300	31.06	1,695.00	300	21.03	1,695.00
2 - 3	370	300	30.36	1,254.30	300	20.70	1,254.30
3 - 4	370	200	30.61	802.90	100	19.31	451.40
3 - 13	290	250	27.36	809.10	300	19.51	983.10
13 - 14	455	150	27.05	737.10	125	20.02	646.10
14 - 15	430	150	25.58	696.60	100	18.61	524.60
13 - 19	55	250	26.96	153.45	250	19.11	153.45
19 - 22	185	200	24.51	401.45	250	18.17	516.15
22 - 23	410	100	21.59	500.20	150	19.45	664.20
23 - 24	325	100	16.24	396.50	100	13.99	396.50
22 - 21	380	200	22.51	824.60	250	17.04	1,060.20
21 - 27	1,120	100	17.03	1,366.40	150	18.21	1,814.40
21 - 29	1,335	125	15.64	1,895.70	125	14.31	1,895.70
2 - 11	705	125	25.70	1,001.10	75	15.23	705.00
3 - 12	705	50	19.62	578.10	150	16.24	1,142.10
12 - 18	160	100	19.60	195.20	125	16.34	227.20
18 - 20	510	75	18.71	510.00	125	15.63	724.20
1 - 10	170	200	35.66	368.90	250	25.04	474.30
10 - 9	115	200	35.14	249.55	250	24.66	320.85
9 - 8	580	200	32.95	1,258.60	250	23.05	1,618.20
8 - 28	980	75	21.51	980.00	100	19.32	1,195.60
8 - 7	400	150	29.82	648.00	200	21.65	868.00
7 - 6	160	100	29.67	195.20	125	21.09	227.20
6 - 5	155	150	29.84	251.10	100	20.16	189.10
7 - 17	330	150	25.63	534.60	200	20.53	716.10
17 - 16	220	150	24.73	356.40	200	20.26	477.40
16 - 26	280	150	23.58	453.60	150	19.60	453.60
26 - 30	745	100	22.25	908.90	125	18.27	1,057.90
26 - 25	300	100	21.35	366.00	100	18.89	366.00
4 - 5	520	150	29.84	842.40	100	20.16	634.40
11 - 12	1,080	100	19.62	1,317.60	75	16.24	1,080.00
15 - 16	340	100	24.73	414.80	125	20.26	482.80
18 - 19	665	50	26.98	545.30	100	19.11	811.30
20 - 21	480	75	22.51	480.00	125	17.04	681.60
24 - 25	530	75	21.35	530.00	75	18.89	530.00
27 - 25	775	75	21.35	775.00	75	18.89	775.00
計				33,179.45			31,779.25

持・管理面でも有利になると考えられる。

さらに街路網の状況より、既設配水管網の管網数を増やすことができれば、最小管口径を50mmとして管網数 $n=18$ まで増やした場合についても検討してみる必要がある。

C市については、既設配水管網の最小口径が50mm、平均動水勾配 $I=6.9\%$ であるから、図表(4-2)より最適配水管網数は $n=15$ になる。既設配水管網は従来の方法で街路網の状況によって組織されているが、管網数は $n=24$ で設計されている。必要以上に小口径管で管網が組織されているように考えられるので、管網を設計する前に管網が合理的に組織されているかどうかを検討する必要がある。

本文でのべた最適管網数と管路の最小管口径の関係から、最小口径をそのまま50mmとし、管網数を $n=15$ に組織した配水管網についても、その適性を検討してみなければならない。

4.4 総 括

現在、一般に行なわれている配水管網のいわゆる合理的または最適設計とは、ここにのべたA、B、Cの中小規模の地方都市水道の既設配水管網のように、街路網の状況、人口密度等にもとづいて、技術者の経験で組織された管網についての設計で、その管網の組織そのものについての最適化は考えられていない。

本文で考察したように、仮想配水区において最適配水管網数 n と管路の最小管口径の関係をもとに、管網組織の最適化を考えれば、その配水区の特性にあった配水管網を如何に組織するかは、配水管網そのものの合理的設計に先行して、まず検討しなければならない極めて重

要な問題であることが理解できる。ここでは自然流下方式による配水管網組織についてのべてきたが、ポンプ圧送式配水管網においては、ポンプの揚程から配水管網の平均動水勾配を計算し、自然流下方式の配水管網で行ったと同じ方法で管網組織を最適にすることができる。

本文でのべた最適管網数と管路の最小口径の関係を求める式（４－５）、（４－６）は、配水区の地形上の勾配、人口密度、街の性状が一様で、かつ縦横に規則正しい形の管路線が選定できると仮定した理想的配水区において組織された配水管網について成立する。実際の配水管網は構成も複雑で、街路状況、給水量の分布状態、地盤高関係も千差万別であるから、前述の関係が常に普遍妥当なものであるとは言えない。しかしこれまでの研究¹⁾でも管網組織の主幹となる管路をいかに配置するかは、水理的にも経済的にも極めて重要な問題で、管路の配置が配水管網設計の最適化に与える影響の極めて大きいことが指摘されている。

配水管網における流量分布の均等化は管路の最小口径が決っておれば、配水管網の組織に支配されることは明らかである。最適な配水管網数がわかれば、必然的に管路の配置もそれによって制約をうける。

図表（４－２）より仮想配水区における最適配水管網数と管路の最小口径を算定することができるが、この情報をもとに実際の配水区の特殊性、とくに都市計画における需要分布のかたよりを加味したシュミレーションによる管網組織の検討が必要である。これにより最適管網数を多少増減してより合理的な配水管網の組織を決定することができるので、シュミレーションによる管網組織を検討する方法の研究を進める必要があるが、配水の状態を評価する指標が問題であろう。

参 考 文 献

- 1) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究(I)―配水管網における主幹線の配置、水道協会誌、328号、p 31、昭和37年1月
- 2) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究(II)―経済的配水本管網の設計、水道協会誌、329号、p 25、昭和37年2月
- 3) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究(III)―等圧配水管網及び合理的配水管網の設計、水道協会誌、330号、p 21、昭和37年3月
- 4) 松田暢夫：配水管網簡略化の水理影響、水道協会誌、337号、p 59、昭和37年10月
- 5) 扇田彦一：分岐または合流する流量のある送配水本管の経済的設計、水道協会誌、226号、p 26、昭和28年
- 6) 中島重旗：配水管網組織についての考察、水道協会誌、No.446号、p 2、昭和46年11月

第 5 章 規格管を用いた経済的送配水管
設計法についての研究⁵⁾

5.1 概 設

送配水本管の経済的設計法として、理論的に水理条件に応じて管工事費を最小にする経済的動水勾配線で管口径を設計する方法が研究され、計算上の技法として電子計算機を利用する方法も研究されている。

この種の問題は、実際の設計にあたり数多くある事例で、かつ管工事費に直接影響する問題でありながら従来より起点と終点を直線動水勾配線で結び、この動水勾配線によって各分岐間ごとの流量に応じて管路口径を決定する方法で設計されている。

本文では、水理学的条件に従って送配水管路の経済的口径を設計する理論解を基礎にして、分岐点間で口径が一定の配水本管を、ORの手法を用いて簡単に与えられた各分岐点制限動水頭の条件を満足する経済的な規格管口径を設計する研究について述べる。

自然流下で配水する幹線管路で、起点と終点の水頭高および管路距離が与えられていて、途中にいくつかの分岐する流量のある場合の経済的口径の設計法について考えてみる。扇田¹⁾は一応理論的に取り扱って分岐点の水頭高の制約条件を無視し、経済的理論動水勾配線は起点と終点を結ぶ直線動水勾配線に対して、各分岐点流量が流出の場合はその下側に Concave Upward, それが流入の場合はその上側に Concave downward の性状を呈すると述べている。この場合分岐点間の管口径は一定で、かつ任意の値をとり得るとしている。

川崎²⁾は扇田と同じ理論式を用い、分岐点間の管口径を変える場合について計算上の技法として線形計画法のうちシンプレックス法を用いて解き、電子計算機を利用して設計を行なっている。

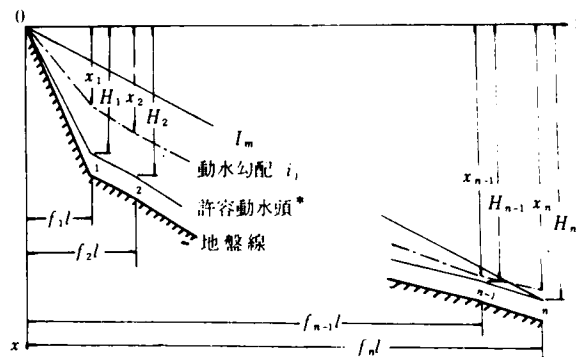
る。

しかし配水本管の設計では、起点と終点の水頭高はもちろん与えられているが、その途中分岐点の制限最小水頭高も与えられているのが普通で、しかも実際の管口径はかぎられた規格管口径を用いなければならない。

本文では、終点および途中各分岐点の制限水頭高が、配水池の水位および各分岐点の地盤上許容残存水圧から定められ、これらの各分岐点間の距離・落差および流量が与えられている配水本管を主にしての経済的設計法について述べるが、もちろん各分岐点で流入流量のある送水本管についても同じ理論的計算と設計上の技法が適用できる。

5.2 管路の経済的理論動水勾配

いま一般的な場合として図(5-1)のような起点◎と終点㊦の管路線において、その間の落差 H_n (m)、距離 $f_n l$ (m)、 n 個の分岐または合流点のある場合について考える。



*許容動水頭は起点◎からの静水頭からその点の許容最小動水頭(15m)を差引いたものを意味する。

図 5-1 単一管路縦断面図

起点①から分岐点①、②、③、……… $\textcircled{n-1}$ 、 \textcircled{n} に至る距離 $f_1 l$ 、
 $f_2 l$ 、……… $f_{n-1} l$ 、 $f_n l$ 、(ただし $0 < f \leq 1$)、各分岐点
 の水頭高を起点①の水平面から下に x_1 、 x_2 、 x_3 ………… x_{n-1} 、 x_n
 とする。区間①—①、①—②、②—③、……… $\textcircled{n-1}$ — \textcircled{n} の流量を q_1
 q_2 、 q_3 、……… q_{n-1} 、 q_n とし、その管口径を D_1 、 D_2 、 D_3 ………
 D_{n-1} 、 D_n (m) とする。また各区間の動水勾配を i_1 、 i_2 、 i_3 、
 ………… i_{n-1} 、 i_n とし、各区間ごとの単位長さあたり管工事費を e_1 、
 e_2 、 e_3 ………… e_{n-1} 、 e_n (円) とする。 j 番目の区間管路の口径を
 D_j とすると、単位長さあたり管工事費 e_j は一般に、

$$e_j = \alpha D_j^\beta + r \quad \text{……… (5-1)}$$

であらわされる。ここに α 、 β 、 r は定数で、管種、工法、布設路線
 の状況によって異なった値をとる。管路の起点①から終点 \textcircled{n} に至る総
 管工事費 E は

$$\begin{aligned}
 E &= \sum_{j=1}^n e_j (f_j - f_{j-1}) l \\
 &= \sum_{j=1}^n (\alpha D_j^\beta + r) (f_j - f_{j-1}) l \quad \text{……… (5-2)}
 \end{aligned}$$

によって求めることができる。また Hazen & Williams の式³⁾は

$$D_j = K q_j^{0.38} i_j^{-0.25} \quad \text{……… (5-3)}$$

で、ここに K は流速係数 C を含む定数であり、 i_j は区間 $\textcircled{j-1}$ — \textcircled{j}
 の動水勾配を示す。

また図 (5-1) より動水勾配 i_j は、

$$i_j = (x_j - x_{j-1}) / (f_j - f_{j-1}) l \quad \text{……… (5-4)}$$

であらわされる。いま式 (5-1) の β を 1.8 として式 (5-3)、
 (5-4) を式 (5-2) に代入すれば総管工事費 E は、

$$E = \sum_{j=1}^n [A q_j^{0.684} (f_j - f_{j-1})^{1.369} (x_j - x_{j-1})^{-0.369} + B (f_j - f_{j-1})] \quad \dots\dots\dots (5-5)$$

となり、A、Bは定数である。経済的設計とはEが最小となるように管口径を選定することで、その条件を求めるために $\frac{\partial E}{\partial x_j} = 0$ において整理をすれば、

$$x_j = \{ q_j^{0.5} (f_j - f_{j-1}) x_{j+1} + q_{j+1}^{0.5} (f_{j+1} - f_j) x_{j-1} \} / \{ q_j^{0.5} (f_j - f_{j-1}) + q_{j+1}^{0.5} (f_{j+1} - f_j) \} \quad \dots\dots\dots (5-6)$$

とあらわされる。j=1~nの連立方程式を解けば、Eの最小、すなわち最も経済的な動水勾配を求めることができる。

また図(5-1)より $x_1 = h_1$ 、 $x_2 - x_1 = h_2$ 、 $\dots\dots\dots$
 $x_j - x_{j-1} = h_j \quad \dots\dots\dots x_n - x_{n-1} = h_n$ および $f_1 \quad l = l_1$ 、
 $(f_2 - f_1) \quad l = l_2 \quad \dots\dots\dots (f_j - f_{j-1}) \quad l = l_j, \quad \dots\dots\dots$
 $(f_n - f_{n-1}) \quad l = l_n$ とすれば、これを式(5-6)に代入して整理すると、

$$q_j^{0.5} l_j h_{j+1} = q_{j+1}^{0.5} l_{j+1} h_j \quad \dots\dots\dots (5-7)$$

となる。すなわち

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= q_2^{0.5} l_2 h_1 / q_1^{0.5} l_1 \\ h_3 &= q_3^{0.5} l_3 h_2 / q_2^{0.5} l_2 \\ &\dots\dots\dots \\ h_j &= q_j^{0.5} l_j h_{j-1} / q_{j-1}^{0.5} l_{j-1} \\ &\dots\dots\dots \\ h_n &= q_n^{0.5} l_n h_{n-1} / q_{n-1}^{0.5} l_{n-1} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5-8)$$

で、式(5-8)の連立方程式を解くと総管工事費Eの最小、したがって最も経済的な動水勾配を得ることができる。

各分岐点間の損失水頭を管路①—②間の許容損失水頭 $h = \sum_{j=1}^n h_j$ であらわすと次のようになる。

$$h_1 = q_1^{0.5} l_1 h / \sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j$$

$$h_2 = q_2^{0.5} l_2 h / \sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j$$

.....

$$h_j = q_j^{0.5} l_j h / \sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j$$

.....

$$h_n = q_n^{0.5} l_n h / \sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j$$

または、

$$\begin{aligned} \frac{h_1}{q_1^{0.5} l_1} &= \frac{h_2}{q_2^{0.5} l_2} = \dots\dots = \frac{h_j}{q_j^{0.5} l_j} = \dots\dots = \frac{h_n}{q_n^{0.5} l_n} \\ &= \frac{h}{\sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j} \quad \dots\dots\dots (5-9) \end{aligned}$$

これらは各分岐点が地盤上1.5mの最小残存水頭を有すると言う制約条件を考慮していない。上式をさらに書きかえると、

$$\left. \begin{aligned} i_1 &= \frac{q_1^{0.5}}{\sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j} h \\ i_2 &= \frac{q_2^{0.5}}{\sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j} h \\ &\dots\dots\dots \\ i_n &= \frac{q_n^{0.5}}{\sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j} h \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5-10)$$

とあらわされ、計算された i_1, i_2, \dots, i_n は経済的理論動水勾配である。

式 (5-10) において $q_1 = q_2 = \dots = q_n$ とすれば、これは分岐流量のない管路線で、かつ $\sum_{j=1}^n l_j = l$ であるから、明らかに $i_1 = i_2 = \dots = i_n = \frac{h}{l}$ で、分岐流量のない管路線では、起点・終点を結ぶ勾配 h/l の直線を動水勾配線とするのが最も経済的な設計であることが簡単に証明される。

いま式 (5-10) において、各分岐点から流出流量のある場合を考えると、 $q_1 > q_2 > \dots > q_{j-1} > q_j > q_{j+1} > \dots > q_n$ である。管路の起点水位と終点の地盤高に許容最小残存水頭を加えた水位を結ぶ勾配を I_m とし、これと式 (5-10) で求めた経済的理論動水勾配 i_1, i_2, \dots, i_n と比較してみる。

$$I_m = \frac{h}{l}, \quad i_j = \frac{h_j}{l_j}, \quad l = \sum_{j=1}^n l_j \quad \text{であるから、}$$

$$i_j - I_m = \frac{h_j}{l_j} - \frac{h}{l} = \frac{q_j^{0.5} \sum_{j=1}^n l_j - \sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j}{l \sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j} h \quad \dots (5-11)$$

とあらわされ、ここに $l \sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j > 0$ 、 $h > 0$ であり、考えている管路について一定であるから $q_j^{0.5} \sum_{j=1}^n l_j - \sum_{j=1}^n q_j^{0.5} l_j$ について考えると、

$$\begin{aligned} & q_j^{0.5} (l_1 + l_2 + \dots + l_n) - (q_1^{0.5} l_1 + q_2^{0.5} l_2 + \dots + q_n^{0.5} l_n) \\ &= l_1 (q_j^{0.5} - q_1^{0.5}) + l_2 (q_j^{0.5} - q_2^{0.5}) + \dots + l_j (q_j^{0.5} - q_j^{0.5}) \\ & \quad + \dots + l_n (q_j^{0.5} - q_n^{0.5}) \end{aligned}$$

となり、したがって式 (5-11) は、

$$i_j - I_m = K [l_1 (q_j^{0.5} - q_1^{0.5}) + \dots + l_n (q_j^{0.5} - q_n^{0.5})] \dots\dots\dots (5-12)$$

であらわされ、かつ $K > 0$ である。

$$j = 1 \text{ のとき、 } i_1 - I_m = K [l_2 (q_1^{0.5} - q_2^{0.5}) + l_3 (q_1^{0.5} - q_3^{0.5}) + \dots + l_n (q_1^{0.5} - q_n^{0.5})],$$

$$j = 2 \text{ のとき、 } i_2 - I_m = K [l_1 (q_2^{0.5} - q_1^{0.5}) + l_3 (q_2^{0.5} - q_3^{0.5}) + \dots + l_n (q_2^{0.5} - q_n^{0.5})],$$

.....

$$j = n \text{ のとき、 } i_n - I_m = K [l_1 (q_n^{0.5} - q_1^{0.5}) + l_2 (q_n^{0.5} - q_2^{0.5}) + \dots + l_{n-1} (q_n^{0.5} - q_{n-1}^{0.5})]$$

で、分岐流量が全部流出の配水型管路では $q_1 > q_2 > \dots > q_n$ であるから上式より $j = 1$ では $i_1 > I_m$ で j の増加とともに i_j は小さくなり、 $j = n$ では $i_n < I_m$ であることがわかる。したがって配水型管路では各分岐点水頭高の制約条件を無視すれば、経済的理論動水勾配線は管路の起点と終点を結ぶ直線勾配に対して明らかに下側に Concave Upward の性状を呈する。同様にして、流入のみのある送水管路では上側に Concave downward であることは容易に上式より証明できる。

つぎに図(5-1)より起点①の水平面から各分岐点の地盤高に許容最小水頭高 $1.5m$ を加えた水位までの高さを H_1, H_2, \dots, H_n とする。式(5-10)で求めた経済的理論動水勾配より、各分岐点間の損失水頭 h_1, h_2, \dots, h_n をうる。しかし経済的動水勾配の設計は各分岐点の制約条件を満足しなければならない。すなわち各分岐点の起点①からの損失水頭の和 $\sum_{j=1}^i h_j$ が各分岐点の地盤高に最小水頭

15 mを加えた水位までの落差 H_1 、 H_2 、…… H_n にそれぞれ等しいか、それ以下でなければならない。すなわち $\sum_{j=1}^i h_j \leq H_j$ である。しかし管路の任意の分岐点①において、 $\sum_{j=1}^i h_j > H_j$ ならば、起点①から分岐点①までの区間に対して式(5-9)の h を $h=H_j$ とおき、分岐点①から終点②の区間には $h=H_n-H_j$ において、それぞれ経済的動水勾配を求める必要がある。

5.3 動水勾配と規格管

単一管路の経済的理論動水勾配を求める一般的解法では、任意の管口径が選定できるものとして取り扱ってきた。

しかし実際の設計にあたっては規格管を用いなければならない。日本工業規格(JIS)または日本水道協会規格(JWWA)に示されている規格管の口径は50、75、125、150、200、250、300、350、400、450、500、600、700、800、900、1,000mm…等である。

求めた経済的理論動水勾配から計算された管口径が規格管の口径と一致するときは問題ないが、計算された管口径が規格管口径と一致しないときはどうすればよいか考えてみよう。経済的理論動水勾配から計算された管口径に対応する規格管としては、計算された口径より大きい口径の規格管と小さい口径の規格管がある。経済的管路の設計ではまず計算された口径より小さい口径の規格管を選定して検討を始める必要がある。この場合分岐点の設計動水頭がその点の許容水頭以下になることが考えられ、設計された規格管口径は経済的であるが、水理的に不適当である。そこである区間の規格管口径を一段大きくして

いき、各分岐点の設計動水頭がその点の許容水頭、すなわち地盤高に最小許容動水頭 1.5 m を加えた水頭以上になるように管路の規格管を設計しなければならない。

規格管口径を一段大きくしていく区間の選定は、区間の管工事費の増加が小さい区間から順次始める必要がある。

区間の管工事費とは既に述べたように、

$$e = (\alpha D^{1.8} + r) l$$

であらわされる。ここに D は区間管路の規格管口径、 l は区間の管路延長を示し、 α 、 r は定数である。

いま区間 $\textcircled{j-1} - \textcircled{j}$ と区間 $\textcircled{m-1} - \textcircled{m}$ について考える。区間 $\textcircled{j-1} - \textcircled{j}$ 管路の規格管口径 $D_{j(1)}$ を一段大きい口径の規格管 $D_{j(2)}$ にしたときの管工事費の増加分を Δe_j とすると、

$$\Delta e_j = \alpha (D_{j(2)}^{1.8} - D_{j(1)}^{1.8}) l_j$$

であらわされる。

また区間 $\textcircled{m-1} - \textcircled{m}$ の規格管口径 $D_{m(1)}$ を一段口径の大きい規格管 $D_{m(2)}$ にしたときの管工事費の増加分 Δe_m は、

$$\Delta e_m = \alpha (D_{m(2)}^{1.8} - D_{m(1)}^{1.8}) l_m$$

となる。

ここで Δe_j と Δe_m を比較して管工事費の増加分が小さい区間からその規格管の口径を一段大きい口径の規格管に変更していき、

$$\sum_{j=1}^i h_j \leq H_j$$

になるまでこの作業を続ける。 Δe_j と Δe_m の比較は、

$$\Delta e_j : \Delta e_m = \{ D_{j(2)}^{1.8} - D_{j(1)}^{1.8} \} l_j : \{ D_{m(2)}^{1.8} - D_{m(1)}^{1.8} \} l_m$$

であらわされるが、 $D_{j(2)}^{1.8} - D_{j(1)}^{1.8}$ 、 $D_{m(2)}^{1.8} - D_{m(1)}^{1.8}$ は規格管
口径の種類が少ないので表(5 - 1)のように簡単に示される。口径

表 5 - 1 規格管口径を一段大きくし

規格管口径 (mm)	75	100	125	150	200	250	300	350
75	1	1.22	1.44	3.48	4.25	5.00	5.72	6.41
100		1	1.17	2.85	3.48	4.09	4.67	5.24
125			1	2.42	2.96	3.48	3.98	4.46
150				1	1.22	1.43	1.64	1.84
200					1	1.18	1.35	1.51
250						1	1.14	1.28
300							1	1.12
350								1
400								
450								
500								
600								
700								
800								
900								
1000								

D のべき数を 1.8 にしているが、都市によって異なる値をとるので、
それに従って表 (5 - 1) を作成しておけばよい。

たときの単位長さ当り管工事増加費 Δe_{D_j}

($\beta = 1.8$ の場合)

400	450	500	600	700	800	900	1,000	規格管口径 (mm)
7.08	7.75	17.47	19.89	2233	24.69	26.98	29.23	75
5.79	6.33	14.24	16.28	18.25	20.17	22.05	23.90	100
4.93	5.39	12.13	13.86	15.54	17.18	18.78	20.35	125
2.03	2.22	5.01	5.71	6.41	7.08	7.74	8.39	150
1.67	1.82	4.11	4.68	5.25	5.81	6.35	6.88	200
1.42	1.55	3.49	3.98	4.47	4.94	5.40	5.85	250
1.24	1.36	3.05	3.48	3.90	4.32	4.72	5.11	300
1.11	1.21	2.73	3.10	3.49	3.85	4.21	4.56	350
1	1.09	2.47	2.81	3.15	3.49	3.81	4.31	400
	1	2.25	2.57	2.88	3.19	3.48	3.77	450
		1	1.14	1.28	1.41	1.54	1.67	500
			1	1.12	1.24	1.36	1.47	600
				1	1.11	1.21	1.31	700
					1	1.09	1.18	800
						1	1.08	900
							1	1,000

5.4 規格管を用いた管路の経済的設計法

図(5-1)を参照にして規格管を用いた配水本管の経済的口徑を求め一般的設計法について説明する。

まず各分岐点間の区間管路流量 q_1, q_2, \dots, q_n 、区間管路距離 l_1, l_2, \dots, l_n および起点①の水平面から各分岐点の許容最小動水位に至る落差 H_1, H_2, \dots, H_n を表にし、この表より口徑が任意に選らべるとしたときの区間損失水頭を式(5-9)を用いて計算する。

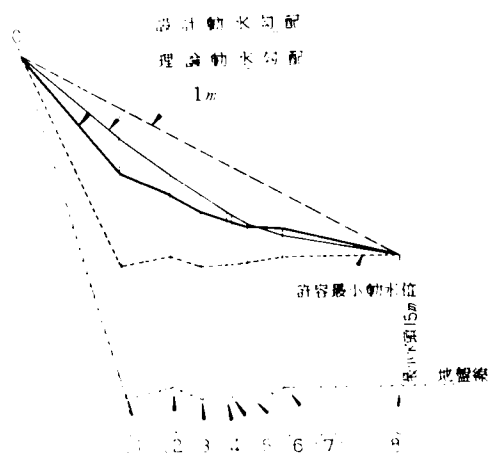
ここで区間管路損失水頭の和 $\sum_{j=1}^j h_j$ と許容落差 H_j とを比較して、
 $\sum_{j=1}^j h_j \leq H_j$ であれば規格管の口徑を選定する。

最初に求める規格管の口徑 $D_j(1)$ は「管の流量表」より求めると簡単であるが、まず流量 q_j を流す規格管の動水勾配が経済的理論動水勾配 $i_j = h_j / l_j$ より計算した口徑より小さい口徑の規格管を $D_j(1)$ として選定する。この規格管で流量 q_j を流すときの動水勾配よりその区間の損失水頭 h_j を計算し、 $\sum_{j=1}^j h_j$ と H_j とを比較する。 $\sum_{j=1}^j h_j > H_j$ のときは表(5-1)より、各分岐点間の規格管口徑 $D_j(1)$ に対する単位長あたり管工事増加費 Δe_{D_j} をとりだし、 $\Delta e_{D_j} l_j$ を計算して、その小さい区間から順次管路を一段大きい口徑の規格管に変更し、新らしく採用した口徑の規格管の動水勾配よりその区間の損失水頭 h_j を計算し、 $\sum_{j=1}^j h_j \leq H_j$ となれば、このときの規格管が最も経済的に設計された管路といえる。

起点①と終点②の単一管路について経済的な理論動水勾配を求めるが、 $\sum_{j=1}^j h_j > H_j$ になれば、まず起点①と分岐点①の区間で経済的な理論動水勾配を再計算し、さらに分岐点①と終点②の区間について上記の手順をくりかえせば、規格管を用いて、かつ各分岐点の動水位に

ついで、この管径を基準として、管径の増減を繰り返して、経済的な配水管路を設計することができる。

図(5-2)に示す単一配水管路について管内流速係数 $C=130$ として本文で述べた方法で設計する。表(5-2)はその設計計算表であるが、経済的な理論動水勾配 i_j をもとにして、必要な規格管の口径を求める。このとき採用する規格管の口径で流量 q_j を流すとして計算した動水勾配 I_j が、 $I_j > i_j$ になる規格管の口径 $D_{j(1)}$ と、 $I_j < i_j$ になる規格管の口径 $D_{j(2)}$ とを「管の流量表」から求める。 $D_{j(1)} < D_{j(2)}$ であることは明らかである。表(5-1)より規格管口径 $D_{j(1)}$ に対する単位長さあたりの管工事増加費 $\Delta e_{D_{j(1)}}$ をピックアップして、 $\Delta e_{D_{j(1)}} \cdot l_j$ を計算して表(5-2)のその行に記入する。この $\Delta e_{D_{j(1)}} \cdot l_j$ の値が小さい区間管路から順次規格管口径 $D_{j(1)}$ から一段大きい口径の規格管 $D_{j(2)}$ に変更する。こうして採用した規格管口径 $D_{j(1)}$ または $D_{j(2)}$ に対して流量 q_j を流す動水勾配を計算し、これより各分岐点における損失水頭を算出する。 $\sum_{j=1}^i h_j \leq H_j$ になったとき、その管口径 D_j が求める管路の経済的な規格管口径である。



図(5-2) 単一配水管路の経済的設計例

表5-2 単一配水管路

分岐点	①	②	③	④
管流量 q_j (l/sec)	142.36	91.31	84.19	68.94
分岐点間管距離 l_j (m)	1,170	500	370	290
起点水平面からの落差 H_j (m)	24.45	23.26	24.71	24.45
$a_j = q_j^{0.5} l_j / \sum q_j^{0.5} l_j$ (%)	44.86	15.36	10.91	7.74
$h_j = a_j \times H_j$ (m)	10.45	3.57	2.54	1.80
$\sum h_j$ (m)	10.45	14.02	16.56	18.36
i_j (‰)	8.93	7.14	6.86	6.20
$D_j(1)$ (mm)	300	250	250	250
$h_{j(1)} = I_{j(1)} \times l_j$ (m)	14.04	6.50	4.07	2.32
$D_j(2)$ (mm)	350	300	300	300
$h_{j(2)} = I_{j(2)} \times l_j$ (m)	6.78	2.65	1.73	0.95
$\Delta h_j = h_{j(2)} - h_{j(1)}$ (m)	7.26	3.85	2.34	1.37
$\Delta e D_j l_j$	3,533	1,320	976	766
$\sum \Delta h_j : \sum h_{j(1)} - \sum h_j$		3.85	2.34	1.37
D_j (mm)	300	300	300	300

の 経 済 的 設 計 計 算 表

⑤	⑥	⑦	⑧	摘 要
51.84	47.58	24.34	5.14	
55	185	380	1,335	
24.38	24.20	23.50	23.30	
1.27	4.10	6.02	9.74	
0.29	0.95	1.40	2.26	
18.65	19.50	21.00	23.26	$\sum h_j < H_j$
5.27	5.13	3.68	1.69	
200	200	200	125	
0.74	2.18	1.33	2.53	$\sum h_{j(1)} = 3.371$
250	250	250	150	
0.24	0.74	0.45	1.06	$\sum h_{j(2)} = 1.548$
0.50	1.44	0.88	1.47	$\sum \Delta h_j = 1.911$
124	416	1,045	1,335	
0.50	1.44	0.88		$\sum \Delta h_j = 1.038 < 1.041$
250	250	250	150	

5.5 電子計算機による規格管を用いた経済的管路の計算

前述の計算手順を電子計算機で計算できるようプログラムした。フローチャートは図(5-3)経済的管路の計算に示すとおりである。

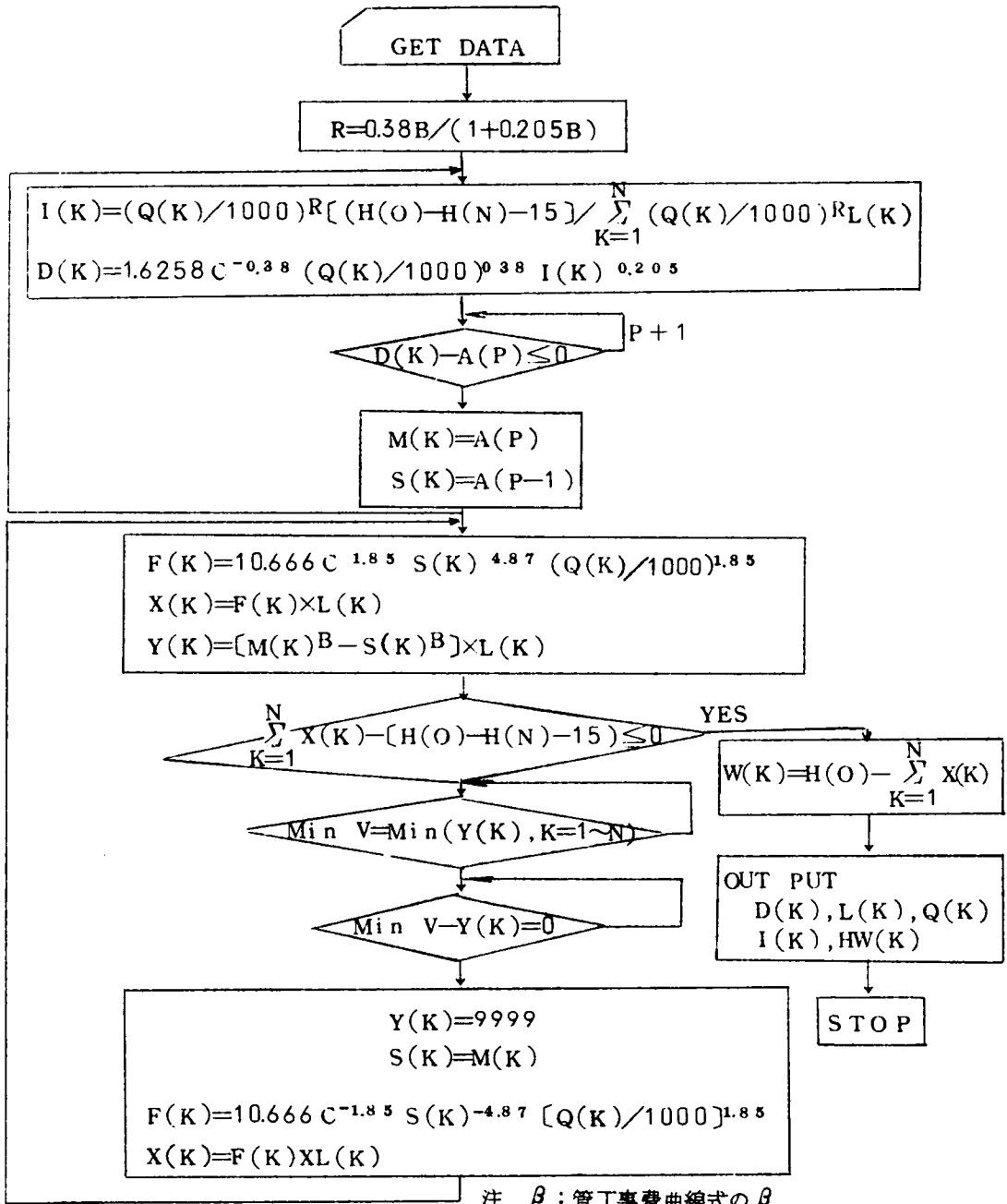


図 5-3 経済的管路の計算

計算のプログラムは PL/1 言語により次に示すとおりである。

```

1      ABC:PROC OPTIONS(MAIN):GET DATA (C,B,NE,N);
3              BEGIN;
4      DCL (A(NE),Q(N),H(O:N),L(N),D(N),M(N),S(N),F(N),
      X(N),Y(N),W(N),MINV)
5      FLOAT CONTROLLED:DCL P FIXED BIN;
6              PUT EDIT ("KEIZAITEKI KANRO NO KEISAN")
              (SKIP,X(25),A);
7              PUT EDIT ("K","D","L","Q","I","WH")(COL(20),A,
              COL(30),A,COL(40),A,COL(50),A,COL(60),A,COL(70),A);
8      ALLOCATE D,A,M,S,F,X,Y,Q,H,L,W,I,MINV;
9      D,A,M,S,F,X,Y,Q,H,L,W,I=O:MINV=0;
11     GET DATA (A,Q,H,L);
12     R=0.38*B/1+0.205*B;
13     DO K=1 TO N;
14         TOTAL 1 = 0;
15         DO KK=1 TO N;
16             TOTAL 1=(Q(KK)/1000)**R*L(KK)+TOTAL 1;
17         END;
18         I(K)=(Q(K)/1000)**R*(H(O)-H(N)-15)/TOTAL 1;
19         D(K)= 1.6258*C**-.38*(Q(K)/1000)**0.38*I(K)**-.205;
20         DO P=1 TO NE;
21             IF D(K)-A(P)<=0 THEN DO:M(K)=A(P);S(K)=A(P-1);
25             GO TO LEBEL 1;
26         END:END;
28         LEBEL 1:F(K)=10.666*C**-.185*S(K)**-4.87*(Q(K)/1000)**1.85;
29         X(K)=F(K)*L(K);
30         Y(K)=(M(K)**B-S(K)**B)*L(K);
31     END;

```

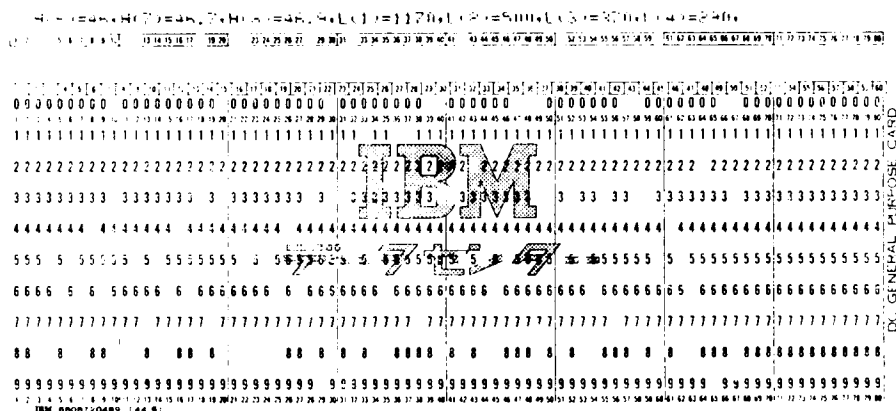
```

32          DO COUNT=1 TO N;
33              TOTAL2=0;
34              DO K=1 TO N;
35                  TOTAL2=X(K)+TOTAL2;
36              END;
37          IF TOTAL2-(H(0)-H(N)-15)<=0 THEN GO TO
              NEXT1;
39      MINV=Y(1);DO K=2 TO N;
41          MINV=MIN(MINV,Y(K));
42      END;
43          DO K=1 TO N;
44              IF MINV=Y(K) THEN DO:S(K)=K(K);
                  Y(K)=99999;
48              END; END;
50          DO K=1 TO N;
51              F(K)=10.666*C** -1.85*S(K)** -4.87*(Q(K)/1000)**1.85;
52              X(K)=F(K)*L(K);
53          END; END;
55          NEXT1:TOTAL3=0;
56              DO K=1 TO N;
57                  TOTAL3=X(K)+TOTAL3;
58                  W(K)=H(0)-H(N)-TOTAL3;
59                  S(K)=S(K)*1000;F(K)=F(K)*1000;
61          PUT EDIT (K,S(K),L(K),Q(K),F(K),W(K))
                  (COL(17),F(3),2F(10)
62          3F(10,2));END; END; END ABC;

```


計算にあたっては、手計算で用いるデータをそのまま、順序も不同でよく、カードにパンチして電子計算機に入れる。

つぎに入力データカードの 1 枚を示す。



計算結果は表 (5 - 3) と同じように次のとおりタイプアウトされる。

KEIZAITEKI KANRO NO KEISAN

K	D	L	Q	I	WH
1	300	1170	142.36	12.51	24.66
2	300	500	91.31	5.50	21.91
3	300	370	84.19	4.74	20.16
4	300	290	68.94	3.27	19.21
5	250	55	51.84	4.69	18.95
6	250	185	47.58	4.00	18.21
7	200	380	24.34	3.43	16.90
8	150	1335	5.14	0.79	15.85

5.6 総 括

途中いくつかの流入または流出する分岐流量のある自然流下方式の送配水管では、これまではその管路線の起点と終点とを結ぶ直線を全管路線にわたる動水勾配線と考え、この動水勾配線に対して流量の流入のある各分岐点間ごとに、与えられた流量に応じて各区分別に必要な管路の口径を定める設計法で、単に水理的に満足する一つの解を求めているにすぎない。

扇田¹⁾、川崎²⁾は各分岐点の制限水頭を考えずに、管路の起点と終点とに制約条件を与えて、全管路線について管口径を経済的に設計する理論について述べている。

本文ではその経済的な動水勾配を求める理論式を実際の計算に利用し易い簡単な式に誘導整理したので、電子計算機を使用しても、手計算でも簡単に経済的な理論動水勾配を求めることができる。

しかし設計に採用する管路は規格管であるから、任意の値の管路口径を選定することはできない。また各分岐点の残存水頭はその分岐点の制限水頭高以上、すなわち都市によって異なる値を採用しているが、最小水頭 1.5 m 以上なければならない。

本文では経済的な理論動水勾配をもとにして、管路に規格管口径を用いること、各分岐点の動水頭が規定の制限水頭以上であることの2つの条件を満足する単一送配水管路の設計法について述べた。経済的な理論動水勾配から管路の規格管口径を選定する方法には、テクニックとして規格管口径を一段大きい口径の規格管にしたときの単位長さあたり管工事増加費 de_{D_j} を設定し、O R 的な手法³⁾を用いた。

本設計法によれば流入のある送水管でも、流入または流出のある管

路でも配水本管の場合と同様にして簡単に規格管を用いた経済的な管路が設計できる。分岐点の数が多くなっても計算に多少手間がかかるだけで設計計算の過程は極めて単純である。

つぎの章で、配水管網における幹線管路の経済的規格管口径算定への応用について述べる。

参 考 文 献

- 1) 扇田彦一：分岐または合流する流量のある送配水本管の経済的設計、水道協会誌、№226、P26～38、昭和28年
- 2) 川崎二三夫：リンアープログラミングによる送配水本管の経済的設計、第17回全国水道研究発表会講演集、P68～69、昭和41年
- 3) 土木学会：水理公式集、P326、昭和38年
- 4) 吉川和広：土木計画とOR、丸善、昭和44年
- 5) 中島重旗：規格管を用いた経済的送配水本管の設計法、水道協会誌、№442、P8～13、昭和46年7月

第 6 章 最短路問題としての配水管網
設計法についての研究¹³⁾

6.1 概 説

配水管網の流量計算には、現在までのところ1936年に発表されたクロス法が実用上最良のものとして使用され、その後数多くの研究により計算の簡易化、電子計算機の利用等が考案されている。理論的には配水管網はいくつかの閉管路の集合と考え、各閉管路は構成する各単一管路の損失水頭の総和が0になる、すなわち $\sum h=0$ と、各分岐点における流入、流出量の和が0になる、すなわち $\sum Q=0$ との2つの条件を満足するよう、分布流量 Q と損失水頭 h を求めることである。したがってこれは配水管網に対する流量および水圧の連続条件を満足する1つの解を示しているにすぎない。各管路の管径を変えるごとに別の解をうることはいうまでもない。したがって管口径を直接の未知数とすれば一般に数多くの解が存在し、これらの解はそれぞれ異なった結果を示す。管口径を任意に仮定して管網流量計算を行ないながら、合理的な配水管網をうるために繰返し計算を行なうことは容易ではない。現状では合理的配水管網を設計するには、設計の当初に種々の条件を考慮して、設計者の技術的経験等により各管路の規格管口径を決定している。

配水管網の合理的設計には、1)水圧分布、2)流量分布、3)経済性の3つの条件を考慮しなければならない。管網合理化の目標のうち経済性以外を設計要素に直接結びつけることは困難であるので、結局合理的設計の試みも定められた管網に対して、水理学的条件を満たしつつ管工事費が最小になるよう管口径を決定する方法が主になっている。従来、配水管網の合理的設計についてはいくつかの研究¹⁾がなされている。

青木^{2) 3) 4) 5)} は配水管網を本管路と連絡管路に分類して別々に取扱っている。まず本管路の設計で合理化の目標を水圧分布の均等化におき、本管路の動水勾配が地表面勾配の向と一致するよう管口径を決定するのが望ましいとし、規格管口径を使用して試算的に設計を行なっている。つぎに横の連絡管口径を緊急時に対処できる限度に小さくそう入し、管網にしている。最初に与える直線動水勾配や連絡管口径比の決定に経験や別の計算を必要とするが、管網の流量計算はただ一般ですむ。しかし一般の不規則な配置の配水管網では本管路と連絡管路の選定がむづかしく、この設計方法の利用をはばんでいる。

松田^{6) 7) 8)} は合理的配水管網の設計を分布流量の均等化においている。同一長さの2つの径路があるとき、当然どちらかに流量を集中するのが経済的であるが、管網構成の意義を重視して、これらに均等に流量を分担させても、管工事費の増加はわずかであるとしている。この方法でも通常の管網流量計算は1回だけでよいが、管口径を決定する計算の方がはるかに複雑で時間がかかる。また一般の配水管網では同一長さの2つの径路があることはまれで、いくつかの異なる長さの径路をもつのが普通であるから、均等に流量を分担させても、管工事費の増加はわずかであるとして実際の複雑な管網にそのまま適用するのは疑問である。

Tong⁹⁾ はまず固定した管網路線の起点と終点の間に直線的に損失水頭分布を与えている。つぎに各閉管路ごとに流向を考慮して正負を区別した等値管長の総和が0になる条件を導入して流量分布の仮定値を逐次修正し、最終的な経済的分布流量にしたがって経済的口径を求めているが、管網路線の起点と終点の間に与えた直線的な損失水頭分

布は前章で述べたように明らかに経済的条件を満足するものではない。

本文では、合理的配水管網の設計目標を経済性におき、輸送問題におけるOR技法のうち、ネットワーク計画法の最短路問題を応用して、これまでのいくつかの研究でペンディングになっていた点に解決を与えることによって配水管網の合理的組織を選定する方法および各管路の規格管口径を前章に述べた方法で簡単に求める手順について述べる。さらに管網の流量分布を考慮した管網管路の連絡管の設計についても考察を加える。

6.2 管網の基本配水管路

配水管は一般に都市の街路に沿って布設されるのが普通であるから管網組織は街路網組織に支配されることが多い。また街路の条件によって管布設の可能な路線が決められるので、本文では配水管網路線がすでに確定されている場合について考察する。管網配管が樹枝状配管に比して水理的に有利であると同時に、管路の部分的閉塞および使用量の不測の変化に対して一層有利であると考えられるので、できるだけ配水区域を1つの管網組織で包含するのがよい。

しかし管網配管は水理学的にはともかく、経済的には樹枝状配管より有利であるとは言えない。このことは松田の研究⁶⁾⁷⁾⁸⁾でも理論的にすでに証明されているが、並列管路より単一管路に全流量を集中して流す方が経済的であることは常識的にも明らかである。輸送理論からも各流出点至る最短距離の単一管路線で水輸送するのが最も経済的である。必然的に各流出点、すなわち管網になる各節点を包含して連絡する櫛型または樹枝状の配管をもとめることができる。これを基

本配水管路とすると、この樹枝状管路の相対する末端流出点を連絡する管路をそう入することによって完全な配水管網を組織することができる。したがって、そう入する連絡管路の本数は配水管網数に等しい。

配水管網の合理的設計の目標をまづ全分岐点すなわち節点で許容最小動水頭を保持させつつ総管工事費の最小化をはかることにあるとすれば、各流出点または節点までの最短路線を求め、その各管路について単一路線として前章で述べた方法で、経済的理論動水勾配より途中各分岐点動水頭が許容最小水頭に等しいか、それ以上になるよう規格管口径を設計すればよい。

いま単一管路について管口径 D 、流量 q 、動水勾配 i とすれば Hazen & Williams の式より次の関係がある。

$$D = 1.6258 C^{0.38} q^{0.38} i^{-0.205} \dots\dots\dots (6-1)$$

ここに C は管内流速係数で同一管種では同じである。この管路の延長 l についての管工事費 e は一般に、

$$e = (\alpha D^\beta + \gamma) l \dots\dots\dots (6-2)$$

で前出のとおりである。ここに α 、 β 、 γ は定数で、管種、工法、管布設街路の条件によって異なる値をとる。また単一管路の起点①から途中分岐点②に至る間について考えると、各路線はすでに確定されているが、管口径は任意に選定できる。この場合管工事費 e におよぼす要因について考察すると、まず管路の起点①から途中分岐点②に至る間の動水勾配 i は、

$$i = h / l \dots\dots\dots (6-3)$$

であらわされ、ここに h は管路起点①から途中分岐点②に至る間の許容損失水頭で、この間の各管路線については一定である。また管路起

点⑩と途中分岐点①の間の分岐点から流出入流量がなければ q は一定で、したがって式(6-1)に式(6-3)を代入して整理すれば、

$$D = 1.6258 C^{-0.38} q^{0.38} h^{-0.205} l^{0.205} \dots\dots\dots (6-4)$$

となり、式(6-2)より管工事費 e は、

$$e = K l^{0.205} \beta^{1.1} + \gamma l \dots\dots\dots (6-5)$$

とあらわされる。ここに K は一定数であるから、管工事費 e は管路の延長 l だけの関数となる。換言すれば管路延長 l を最短にとれば管工事費 e が最小になることを意味する。管路の起点⑩から途中分岐点①に至る最短路がもとまれば、管路線の途中にある分岐点に流出入流量があっても、式(6-5)より管工事費 e が最小になる最短路線は、管路の起点⑩から分岐点①の路線上にあることは明確である。したがって、理論上経済的な基本配水管路は各分岐点を包含し、最短路で連絡する樹枝状配管路であるといえる。つぎにこの基本配水管路を簡単に選定する方法について述べる。

6.3 最短路問題

最近OR的手法が種々の土木工学系の計画・設計に用いられるようになってきた。ORそのものが最適化の理論であり、かつ方法でもある。新しい工程計画・管理手法として、一部実用化されているのがネットワーク計画法を導入したPERT、CPM システムである。ネットワーク計画法の最短路問題は工学的にも応用範囲は広いと考えられている⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾が、配水管網における経済的基本管路の選定も、ネットワーク計画法の概念を導入した最短路問題と考えることができる。

一般的に、ネットワーク計画法の最短路問題は節点接続行列の形式

で、距離行列をつくり、これを基礎にあらゆる節点对の間の最短路を求めることになる。ここでは距離行列 D^1 (n 行 n 列) からすべての 2 節点間の最短路を計算する 1 方法について述べる。

D^1 の要素 l_{ij}^1 は節点 i から節点 j に至る管路の長さをあらわし、直接連結する管路がない場合はその値を ∞ とする。したがって、 D^1 は管路 1 本だけを経由した路線の最短路と考えることができる。 D^1 を利用して次式によって計算される l_{ij}^2 を要素とするマトリックス D^2 を求める。

$$l_{ij}^2 = \min_k (l_{ik}^1 + l_{kj}^1), \quad k=1, 2, 3, \dots, n, \dots \quad (6-6)$$

で、 k はすべての節点をとるから、すべての可能な組合せの中の最小値を求めていることになり、 D^2 は管路 2 本以内を経由した場合の最短路をあらわしている。同様にして高次のマトリックスは、

$$\left. \begin{aligned} l_{ij}^{m+1} &= \min_k (l_{ik}^m + l_{kj}^m), \quad k=1, 2, \dots, n \\ l_{ij}^{m+1} &= \min_k (l_{ik}^m + l_{kj}^m), \quad k=1, 2, \dots, n \\ l_{ij}^{m+1} &= \min_k (l_{ik}^m + l_{kj}^m), \quad k=1, 2, \dots, n \end{aligned} \right\} \dots (6-7)$$

などの行列演算によって求められる。高次のマトリックスが得られるにしたがって、任意の 2 点間の最短路は改善され、だんだん短い管路が発見されていく。この行列演算は式 (6-7) の 3 式のうち最後の式で行なえば改良が早く行なわれ、 D^1 から D^2 、 D^2 から D^4 、 D^4 から D^8 と倍々に進んでいく。このような行列演算は、

$$D^m = D^{2^m} \text{ または } D^m = D^{m+1} \quad \dots\dots\dots (6-8)$$

$$m > n - 1 \quad \dots\dots\dots (6-9)$$

の条件のどちらか一方でも成りたてば、 D^m はそれ以上改良される余地はなくなり、解行列 D^s となる。ただし n は節点数である。

式(6-8)の条件は経由する管路の数を増やしても、最短路は改善されないことを意味する。式(6-9)の条件はどのような2点間に対しても、その間に経由する管路の数を m とすると、経由する中間の節点数は $m-1$ となるが、中間の経由する節点数は $n-1$ 以上になり得ないので、この条件が成立すると、これ以上長い管路はあり得ないので、最短路は改善されない。

以上述べた演算は2節点間の管路線が任意に選らべる閉管路網で、すべての2点間の最短路の長さは求められるか、その路筋まですぐにはわからない。本文で考察する閉管路網はすでに管路線が選定されているので、各節点間の管路数 m は既知である。したがって、 l_{ij}^m を要素とするマトリックス D^m を求めることになるが、これをシステムティックスに路筋まで求める方法として、ネットワーク計画法のPERTで最早結合点時刻を求める技法を利用する。この方法を用いると、手計算でかなり大きい閉管路網も取扱うことができる。

基本配水管路を選定する計算例として、図(6-1)に示す人口41,000人のA市既設配水管網について、ネットワーク計画法の最短路問題として基本配水管網を選定する方法についてのべる。

まず問題を簡単に取り扱うために、A市配水管網で節点に流出入する管路の数 $l(n_i)$ が、 $l(n_i) > 3$ である全節点を接続する基本閉管路網を考える。この基本配水管網について表(6-1)に示す管網距離表をつくる。節点①を横に、節点①を縦にとって管路の距離 l_{ij} をその交わる枠内に記入する。ここで管路の起点⑩から分岐点①に至る管路のように流れの方向が明らかな管路では、図(6-1)に起点⑩→分岐点①のようにアローを記入しておく、表(6-1)の管網距

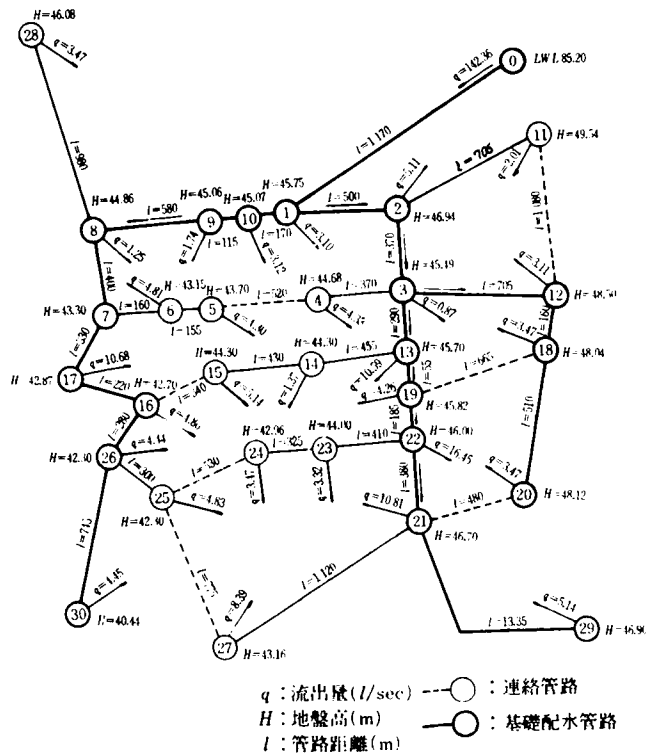


図 6-1 A 市 既 設 配 水 管 網

離表において、アローのついている管路は距離 l_{ij} は記入するが、距離 l_{ji} はあり得ないので記入する必要がない。任意の 2 節点間の最短路は改善されて、だんだんと短い管路が発見されていくのであるが、管路の流向が簡単に判断され、アローの記入できる管路分だけ最短路 l_j^m を求める計算の手数がはぶける。

表 (6-1) で、配水管路の起点①から各節点①に至る最短路 l_j^m を求める方法について述べる。まず起点①から分岐点 $j = ①$ に至る最短路 l_1^m は、 $i = ①$ の列をみてこの行にある $l_0^m = 0$ との和を調べて最小値をとる。この値が起点①から分岐点①に至る最短路の距離 l_1^m であるから、表 (6-1) でこの値を $j = ①$ の行で l_j^m の列に l_1^m とし

て記入する。そして最短管路 l_1^m に採用された $i = ①$ 列の距離を 1,170 のように“太字”で記入する。上に述べた演算をすすめることによって、起点①から各分岐点④に至る最短路の長さ l_j^m を求めることができ、さらに最短路 l_j^m に採用された距離を“太字”で記入することによって、比較的容易に起点①から最短管路の路筋を記録することができる。

たとえば、④=⑩の最短管路 l_{19}^m を求めるには、 $i = ⑩$ の列をみてこの列にある値とその行にある l_j^m との和を調べる。

$$\left. \begin{aligned} l_{13}^m + l_{13-19} &= 2,330 + 55 = 2,385 \\ l_{18}^m + l_{18-19} &= 2,905 + 665 = 3,570 \end{aligned} \right\}$$

$$l_{19}^m = \min [⑩ - ⑩] = 2,385$$

であるから、 l_{19}^m は 2,385 で、起点①から分岐点 $i = ⑩$ に至る最短管路の距離を示し、分岐点⑩の 1 つ前の分岐点は $j = ⑬$ であることを意味し、 $i = ⑩$ の列と $j = ⑬$ の行の交わる枠内の数値、すなわち

l_{13-19} を 55 と“太字”で記入しておく。表(6-1)の管網距離表において、たとえば $j = ③$ の行で $i = ⑫$ と ⑬ の距離が“太字”で記入されていることは、分岐点 $j = ③$ で最短管路は分岐点 $i = ⑫$ と ⑬ に分岐することを意味する。表(6-1)の管網距離表の計算結果より、図(6-1)に太線で示す樹枝状の基本配水管路が選定された。

管網を形成する連絡管については、閉管路の数と同じで図(6-1)の配水管網の場合は 7 本の連絡管路である。ここで節点に出入する管路の数 $l(n_i)$ が $l(n_i) \leq 2$ の節点も含めて最短路を考えると、2 節点間の連絡管は容易に選定できる。たとえば分岐点 $j = ③$ と ⑦ の間で、表(6-1)の管網距離表より $l_3^m = 2,040$ 、 $l_7^m = 2,435$ で

表 6 - 1 A

3, 2 6 5	2 6					
3, 5 6 5	2 5					
2, 5 7 0	2 2					
2, 9 5 0	2 1					
2, 3 8 5	1 9					
2, 9 0 5	1 8					
2, 9 8 5	1 6					500
2, 3 3 0	1 3					
2, 7 4 5	1 2			1,785		
2, 0 3 5	8					400
2, 4 3 5	7				1,205	
2, 0 4 0	3					1,205
1, 6 7 0	2				370	
1, 1 7 0	1			500		
0	0		1,170			
節点 j に至る最 短距離 l _{jm}	節点 j 節点 i	0	1	2	3	7

市 配 水 管 網 距 離 表

			280					300	
						1,895	1,265		300
						380		1,265	
				990				1,895	
				665			185		
	160				665	990			
		1,225							280
			1,225		55				
				160					
400			550						
	705	290							
	1,785								
865									
8	12	13	16	18	19	21	22	25	26

あるから容易に節点 $j = ④$ と $⑤$ の間の管路 $14-5$ が連絡管になることがわかる。他の 6 ケ所の連絡管についても同じようにして求めることができる。図 (6 - 1) に点線で示す管路が連絡管である。

6.4 電子計算機による最短路の計算

前述の計算手順をそのまま電子計算機で計算できるようプログラムした。フローチャートは図 (6 - 2) の最短路の計算に示すとおりである。

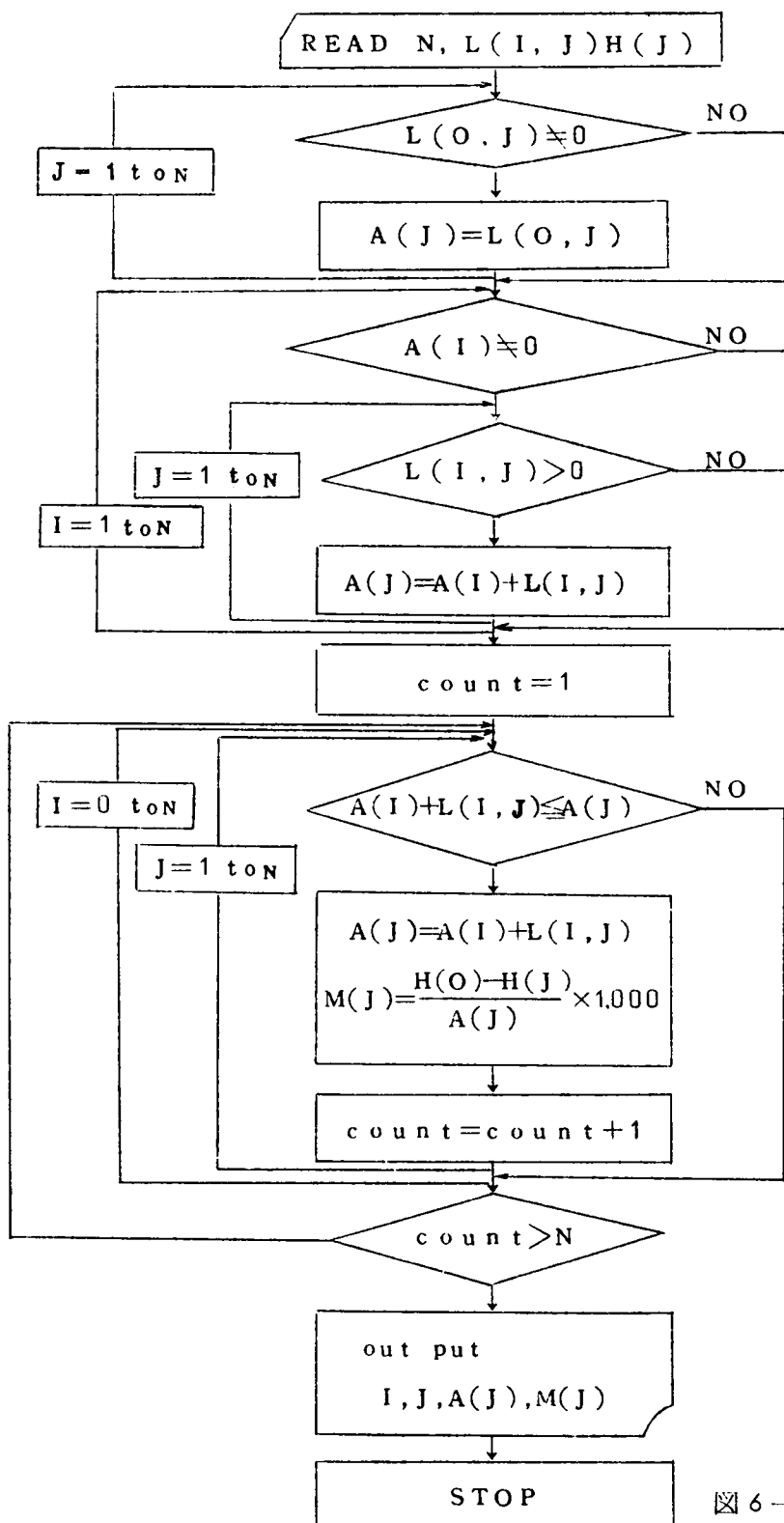


図 6-2 最短路の計算

計算のプログラムはP L / 1 言語によったが、つぎに示すように比較的簡単である。

```

1  ABC:PROC OPTIONS (MAIN);GET DATA(N);DCL(L(O:N,N),M(N))
4  FIXED DEC CONTROLLED;DCL H(O:N)FLOAT CONTROLLED;
5          PUT EDIT("SAITAN HAI SUIKANRO NO KEISAN ") 100
                    (SKIP.X(30),A); 150
6          PUT EDIT("I","J","A(J)","M(J)") (SKIP,COL(40),200
A,COL(50),A,COL(60),A,COL(70),A) ; 250
7          ALLOCATE L.A,M,H; 400
8          H,A,M=0; L=0; 450
10         GET DATA (L.H); 500
11         DO J=1 TO N;
12             IF L(O,J)=0 THEN DO;
14                 A(J)=L(O,J);
15         END; END;
17         DO I=1 TO N;
18             IF A(I)=0 THEN DO J=1 TO N;
20                 IF L(I,J)>0 THEN A(J)=A(I)+L(I,J);
22             END; END;
24         DO COUNT=1 TO N;
25             DO J=1 TO N;
26                 DO I=0 TO N;
27                     IF L(I,J)=0 THEN GO TO NEXT1;
29                         IF A(I)+L(I,J)-A(J)<=0 THEN DO; 900
31                             A(J)=A(I)+L(I,J); 950
32                             K=I;M(J)=(H(O)-H(J))/A(J)*1000;
34                                     END;
35                             NEXT1:END;
36         IF COUNT=N THEN

```

38

つぎに入力データの最初と最後のカードを示すが、途中も全く同じようなカードでよい。

[illegible]

計算結果は表(6-2)のようにタイプアウトするが、手計算では主要本管路についてのみ計算したが、電子計算機を利用するので、管網を構成する全管路について最短路を求めた。

したがって節点数は⑩～㉔までで、節点①に至る最短路は節点①を通り、節点①に至る最短路の距離はA(J)に、起点⑩から節点①に至る可能動水勾配はM(J)に‰で与えられる。計算結果より一度に支配基本管路および連絡管路を知ることができる。この計算の所要時間は0.1分であった。

表 6 - 2 最短路の計算結果			
SAITAN	HAI SUIKANRO	NO	KEISAN
I	J	A(J)	M(J)
0	1	1 1 7 0	2 0.0 0
1	2	1 6 7 0	1 3.0 0
2	3	2 0 4 0	1 2.0 0
3	4	2 4 1 0	1 0.0 0
6	5	2 7 5 0	9.0 0
7	6	2 5 9 5	1 0.0 0
8	7	2 4 3 5	1 1.0 0
9	8	2 0 3 5	1 2.0 0
1 0	9	1 4 5 5	1 7.0 0
1	1 0	1 3 4 0	1 8.0 0
2	1 1	2 3 7 5	8.0 0
3	1 2	2 7 4 5	7.0 0
3	1 3	2 3 3 0	1 0.0 0
1 3	1 4	2 7 8 5	9.0 0
1 4	1 5	3 2 1 5	8.0 0
1 7	1 6	2 9 8 5	9.0 0
7	1 7	2 7 6 5	9.0 0
1 2	1 8	2 9 0 5	7.0 0
1 3	1 9	2 3 8 5	1 0.0 0
1 8	2 0	3 4 1 5	6.0 0
2 2	2 1	2 9 5 0	7.0 0
1 9	2 2	2 5 7 0	9.0 0
2 2	2 3	2 9 8 0	8.0 0
2 3	2 4	3 3 0 5	8.0 0
2 6	2 5	3 5 6 5	7.0 0
1 6	2 6	3 2 6 5	8.0 0
2 1	2 7	4 0 7 0	6.0 0
8	2 8	3 0 1 5	8.0 0
2 1	2 9	4 2 8 5	5.0 0
2 6	3 0	4 0 1 0	7.0 0

6.5 基本配水管路の規格管を用いた経済的設計法

ネットワーク計画法の技法で最短路問題として最も経済的な基本配水管路を選定した。この樹枝状管路を構成する各単一管路線については、前章で述べた方法で経済的な理論動水勾配線を基準にしてOR的手法で経済的な規格管口径を設計することができる。

図(6-1)のA市既設配水管網において、最短路問題としてまづ求めた3本の基本配水管路について、管の流速係数 $C = 130$ として単一管路としての経済的な規格管口径を算定する。表(6-3)経済的管路設計計算表はその計算手順と結果であるが、経済的な理論動水勾配 i_j より規格管口径を求める。このとき採用しようとする規格管口径で流量 q_j を流す動水勾配 I_j が、 $I_j > i_j$ になる規格管口径 $D_{j(1)}$ と $I_j < i_j$ になる規格管口径 $D_{j(2)}$ を「管の流量表」より求める。前章にある表(5-1)規格管口径を一段大きくしたときの単位長さあたり管工事増加費 Δe_{D_j} より管口径 $D_{j(1)}$ に対する $\Delta e_{D_{j(1)}}$ をピックアップして、 $\Delta e_{D_{j(1)}} l_j$ を計算して表(6-2)に記入する。この値 $\Delta e_{D_{j(1)}} l_j$ の小さい分岐点間管路から順次規格管口径を一段大きくした $D_{j(2)}$ を採用する。こうして算定した規格管口径 $D_{j(1)}$ または $D_{j(2)}$ に対し区間流量 q_j を流すときの動水勾配より各分岐点間の損失水頭を計算する。この計算手順をすすめていき、区間損失水頭の和 $\sum_{j=1}^i h_j$ とその管路の起点の水平面から分岐点①の許容最小動水位に至る落差 H_j とを比較して、 $\sum_{j=1}^i h_j < H_j$ になったとき、その管口径 D_j が求める管路の経済的規格管口径である。

基本配水管路の経済的規格管口径が設計できたので、あらためて電子計算機を使用して樹枝状管で各単一管路の行き止り管として計算し

表 6 - 3 経 済 的

分 岐 点	A 管 路							
	①	②	③	⑬	⑰	⑳	㉑	㉓
音 流 量 $q_j (l/sec)$	14236	9131	8419	6894	5184	4758	2434	514
分 岐 点 間 距 離 $l_j (m)$	1170	500	370	290	55	185	380	1335
始点からの許容動水頭 $H_j (m)$	2445	2326	2471	2445	2438	2420	2350	2330
$a_j = q_j^{0.5} l_j / \sum q_j^{0.5} l_j (\%)$	4486	1536	1091	774	127	410	602	974
$h_j = a_j \times h (m)$	1045	357	254	180	029	095	140	226
$\sum h_j (m)$	1045	1402	1656	1836	1865	1950	2100	2326
$i_j (\text{‰})$	893	714	686	620	527	513	368	169
$D_{j(1)} (mm)$	300	250	250	250	200	200	200	125
$h_{j(1)} = l_{j(1)} \times i_j (m)$	1404	650	407	232	074	218	133	253
$D_{j(2)} (mm)$	350	300	300	300	250	250	250	150
$h_{j(2)} = l_{j(2)} \times i_j (m)$	678	265	173	095	024	074	045	106
$\Delta h_j = h_{j(1)} - h_{j(2)} (m)$	726	385	234	137	050	144	088	147
$\Delta e_{Dj} l_j$	3533	1320	976	766	124	416	1045	1335
$\sum \Delta h_j *$		385	237	137	050	144	088	
$D_j (mm)$	300	300	300	300	250	250	250	125

* : Δe_{Dj} の小さい区間から規格管口径を一段大きくして行くが、その作業は Δh_j の和が

を知ることができ、このときの管口径が求める管路の経済的規格管口径である。

管 路 設 計 計 算 表

		B 管 路								C 管 路			
摘 要	⑩	⑨	⑧	⑦	①⑦	①⑥	②⑥	③⑩	摘 要	⑫	①⑧	②③	摘 要
$h=23.30$ $\Sigma h_j < H_j$ $\Sigma h_j(1)=33.71$	47.95	44.83	43.09	38.37	29.26	18.58	13.72	4.45	$h=15.72$ $\Sigma h_j < H_j$ $\Sigma h_j(1)=26.79$	10.05	6.94	3.47	$h=3.66$ $\Sigma h_j(1)=5.90$
	17.0	11.5	5.80	4.00	3.30	2.20	2.80	7.45		7.05	1.60	5.10	
	11.09	11.10	11.30	12.86	13.29	13.46	13.86	15.72		3.28	3.74	3.66	
	8.67	5.68	2.804	1.825	1.315	6.99	7.64	11.59		61.99	11.67	26.32	
	1.36	0.89	4.41	2.87	2.07	1.10	1.20	1.82		2.26	0.42	0.96	
	1.36	2.25	6.66	9.53	11.60	12.70	13.90	15.72		2.26	2.68	3.64	
	8.00	7.74	7.60	7.18	6.27	5.00	4.29	2.44		3.20	2.62	1.88	
	2.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.50	1.25	1.00		1.25	1.25	1.25	
	2.02	1.20	5.80	3.20	6.27	1.76	3.27	3.27		4.93	0.52	0.45	
	2.50	2.50	2.50	2.50	2.00	2.00	1.50	1.25		1.50	1.50	1.50	
	0.71	0.40	1.91	1.04	1.55	0.44	1.26	1.04		2.11	0.22	0.20	
	1.31	0.80	3.89	2.16	4.72	1.32	2.01	2.23		2.82	0.30	0.25	
	9.43	6.38	3.219	2.220	1.501	1.001	6.91	7.45		7.05	1.60	5.10	
	1.31	0.80			4.72	1.32	2.01	2.23		2.82	0.30	0.25	
	2.50	2.50	2.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.25		1.50	1.25	1.25	

対象する区間の $\Sigma h_j(1) - \Sigma h_j$ より大きくなるまで続ける。こうすれば簡単に $\Sigma h_j \leq H_j$

た。摩擦損失水頭公式には Hazen & Williams の式を用い、管の流速係数 $C = 130$ として各節点の動水位を求めた。結果は表(6-4)連絡管口径をかえたA市配水管網流量計算表の基本配水管路の列に示すが、支配管路の分岐点 $j = 29$ の動水頭が 14.52 m で、許容最小水頭 15 m を下まわるがわずかである。

これで合理的の基本配水管路がネットワーク計画法の最短路問題として求められ、その経済的口径は単一管路の経済的理論動水勾配をもとにして規格管を用いる方法で設計された。

つぎに基本配水管路を連絡管をそう入して管網に形成する方法について述べる。

6.6 合理的配水管網の設計法

最短路問題として、経済的な基本配水管路とその規格管口径を求めてきた。この樹枝状配水管路を水理的にも、また管路の部分的閉塞および使用水量の不測の変化に対しても一層有利な管網にする必要がある。

基本配水管路の規格管口径をきめるとき考慮しなかった連絡管路について考察する。連絡管をそう入することによって基本配水管路は配水管網を形成する。図(6-1)のA市配水管網において、基本配水管路に連絡管7路線を考え、規格管の最小口径 50 mm をそう入した場合、それより一段大きい規格管口径 75 mm 、さらに 100 mm 、 125 mm 、 150 mm の規格管をそれぞれ連絡管に使用して管網を形成したときの流量計算結果を表(6-4)に示す。流量計算は Hardy Cross 法で電子計算機を用いて繰返し計算した。計算結果を比較検討すれば明ら

かなように、連絡管の口径を大きくすれば支配節点 $j = 29$ の残存水頭は低下していく。これは輸送理論より当然考えられることで、樹枝状基本配水管路において最短経路の配水を計画したが、連絡管のそう入によって流量分布が変わり、流量の一部が迂回して配水されていることを示す。連絡管の口径を大きくすればするほど、迂回する流量が増加し、したがって損失水頭も増加して支配節点 $j = 29$ の動水頭は減少していく。しかし連絡管の口径をある口径以上に大きくしても、基本配水管路の口径がきめられているので、連絡管を迂回する流量は一定値に近づき、各節点の残存水頭は基本配水管路で各管路を行き止りの単一管路として計算した場合のそれに近づく傾向がみられる。輸送理論の上からも当然考えられることであるが、これらをもとにして合理的な連絡管の設計について検討してみよう。

配水管を管網として組織することは、水圧分布の均等化のほかに、水量の融通性、特に不測の事故等管路断水時に対処して給水上の支障を局所的かつ軽微にするのが目的である。

さらに管網の合理的条件の1つである水量分布の均等化は、基本配水管路を選定するときに、「第4章 配水管網組織についての考察」で述べたように考慮しなければならない。配水管網は配水区域全体にわたって必要な水量を円滑に供給することを目的として設けられるものであるから、一般にかなり密に組織される。しかし管網を構成する管路は、すべて水理的に同程度の働らきをなすものでないから、水理的效果が小さいと考えられる管路は無視し、骨格のみ残して簡略化した基本配水管網を選定する。配水管は一般に都市街路に沿って布設されるから、配水管網もまた街路網にしたがって組織される。また配水

表 6 - 4 連絡管口径

節 点	連絡管口径 (mm)		基礎配水管路			φ 5 0			φ 7 5			
	距離 (m)	口径 (mm)	I	Q	H	I	Q	H	I	Q	H	I
0—1	1170	300	12.30	142.30	250.1	12.30	142.36	250.1	12.30	142.36	250.1	12.30
1—2	500	300	5.44	91.31	21.10	5.54	92.19	21.05	5.59	92.63	21.02	5.60
2—3	370	300	4.68	84.19	20.81	4.76	84.93	20.74	4.80	85.33	20.70	4.82
3—4	370	100	4.07	4.33	20.11	4.86	4.77	19.74	5.52	5.10	19.46	5.84
3—13	290	300	3.23	68.94	19.66	3.32	69.91	19.56	3.36	70.34	19.51	3.39
13—14	455	125	2.92	6.51	19.83	2.52	6.01	19.82	2.14	5.50	19.94	1.94
14—15	430	100	5.59	5.14	17.33	4.63	4.64	17.82	3.73	4.13	18.33	3.28
13—19	55	250	4.64	51.84	19.29	4.88	53.31	9.17	5.05	54.25	19.11	5.16
19—22	185	250	3.96	47.58	18.37	4.13	48.67	18.23	4.18	49.00	18.16	4.15
22—23	410	150	1.30	6.79	19.84	1.52	7.41	19.60	1.73	7.94	19.45	1.87
23—24	325	125	2.70	3.47	15.00	3.66	4.09	14.45	4.58	4.62	14.00	5.22
22—21	380	75	1.14	24.34	17.24	1.18	24.81	17.08	1.17	24.62	17.01	1.12
21—27	1120	150	1.92	8.39	18.62	2.06	8.72	18.31	2.09	8.79	18.20	2.07
21—29	1335	100	1.88	5.14	14.52	1.88	5.14	14.36	1.88	5.14	14.29	1.88
2—11	705	250	4.00	2.01	15.68	4.53	2.15	15.25	4.65	2.18	15.14	4.55
3—12	705	150	2.68	10.05	15.91	2.36	9.38	16.06	2.19	9.02	16.14	2.04
12—18	160	125	3.29	6.94	15.84	2.84	6.41	16.06	2.57	6.08	16.18	2.28
18—20	510	125	0.91	3.47	15.30	0.84	3.33	15.55	0.98	3.60	15.61	1.20
1—10	170	250	4.01	47.95	250.1	3.88	47.07	250.3	3.81	46.63	250.4	3.79
10—9	115	250	3.54	44.83	24.61	3.42	43.95	24.65	3.35	43.51	24.66	3.34
9—8	580	250	3.29	43.09	22.89	3.17	42.21	23.03	3.11	41.77	23.06	3.09
8—28	980	100	2.70	3.47	19.02	2.70	3.47	19.27	2.70	3.47	19.32	2.70
8—7	400	200	7.88	38.37	21.30	7.55	37.49	21.54	7.39	37.05	21.66	7.34
7—6	160	125	5.44	9.11	20.58	4.97	8.67	20.90	4.62	8.34	21.07	4.45
6—5	155	100	4.02	4.30	19.40	3.29	3.86	19.83	2.78	3.53	20.09	2.55
7—17	330	200	4.77	29.26	20.15	4.64	28.82	20.44	4.61	28.72	20.57	4.62
17—16	220	200	2.06	18.58	19.87	1.97	18.14	20.17	1.95	18.04	20.31	1.95
16—26	280	150	4.77	13.72	18.93	4.18	12.78	19.40	3.82	12.17	19.63	3.68
26—30	745	125	4.28	4.45	17.60	4.28	4.45	18.07	4.28	4.45	18.30	4.28
26—25	300	100	4.98	4.83	17.43	3.34	3.89	18.40	2.43	3.28	18.90	1.99
連絡管												
4—5	520					1.71	0.44	19.83	0.68	0.77	20.09	0.24
11—12	1080					0.21	0.14	16.06	0.04	0.17	16.14	0.01
15—16	340					2.20	0.50	20.17	1.11	1.01	20.31	0.43
18—19	665					1.33	0.38	19.17	1.06	0.98	19.11	0.81
20—21	480					0.22	0.14	17.08	0.02	0.13	17.01	0.09
24—25	530					3.23	0.62	18.40	1.41	1.15	18.90	0.56
27—25	775					0.99	0.33	18.40	0.21	0.40	18.90	0.03

注：I：動水勾配（%）、Q：流量（l/sec）、H：残存水頭（m）

をかえた A 市配水管網流量計算表

流速係数 $C = 130$

$\phi 100$		$\phi 125$			$\phi 150$			水量の融通性を目的とする口径 (mm)				節
Q	H	I	Q	H	I	Q	H	口径 (mm)	I	Q	H	
14236	2501	1230	14236	2501	1230	14236	2501		1230	14236	2501	0-1
9276	2102	561	9279	2101	561	9280	2101		558	9259	2103	1-2
8549	2068	482	8556	2068	483	8560	2068		480	8533	2070	2-3
526	1933	596	532	1928	600	534	1926		593	531	1931	3-4
7069	1949	342	7106	1947	345	7138	1946		337	7048	1951	3-13
522	2000	186	511	2002	183	507	2003		194	522	2002	13-14
385	1859	311	374	1869	304	370	1872		328	385	1861	14-15
5488	1949	524	5536	1907	530	5572	1905		512	5467	1911	13-19
4882	1814	409	4844	1813	404	4809	1812		411	4858	1817	19-22
827	1937	193	841	1934	195	846	1932		174	795	1945	22-23
495	1371	550	509	1359	560	514	1354		461	463	1399	23-24
2410	1701	108	2358	1702	104	2318	1703		113	2418	1704	22-21
871	1824	203	866	1827	203	864	1829		211	883	1821	21-27
514	1429	188	514	1430	188	514	1431		188	514	1431	21-29
216	1520	442	212	1530	430	209	1538		452	215	1523	2-11
866	1623	188	831	1634	176	801	1642		204	868	1624	3-12
570	1633	200	531	1648	178	498	1660		229	571	1634	12-18
403	1563	147	450	1564	171	488	1564		122	407	1563	18-20
4650	2504	379	4650	2504	379	4646	2505		382	4667	2504	1-10
4338	2467	333	4335	2467	333	4334	2467		336	4355	2466	10-9
4164	2304	309	4161	2308	309	4160	2308		311	4181	2305	9-8
347	1934	270	347	1934	270	347	1934		270	347	1932	8-28
3692	2169	733	3689	2170	733	3688	2171		740	3709	2165	8-7
818	2113	440	812	2115	438	810	2116		441	813	2109	7-6
337	2018	248	331	2021	245	329	2022		249	332	2016	6-5
2875	2060	463	2877	2061	463	2878	2061		468	2895	2053	7-17
1807	2034	196	1809	2034	196	1810	2034		200	1827	2026	17-16
1192	1971	363	1183	1973	361	1179	1973		380	1212	1960	16-26
445	1837	428	445	1839	428	445	1840		428	445	1827	26-30
303	1907	199	294	1913	194	290	1915		237	323	1889	26-25
0.93	20.18	0.09	0.99	20.21	0.04	1.01	20.22	100	0.26	0.98	20.16	4-5
0.15	16.23	0.00	0.11	16.34	0.00	0.08	16.42	75	0.03	0.14	16.24	11-12
1.29	20.34	0.17	1.40	20.34	0.07	1.44	20.34	125	0.15	1.29	20.26	15-16
1.80	19.08	0.56	2.66	19.07	0.36	3.37	19.05	100	0.83	1.83	19.11	18-19
0.56	17.01	0.10	1.03	17.02	0.07	1.41	17.03	125	0.04	0.60	17.04	20-21
1.48	19.07	0.22	1.62	19.13	0.10	1.67	19.15	75	1.44	1.16	18.89	24-25
0.32	19.07	0.01	0.27	19.13	0.00	0.25	19.15	75	0.24	0.04	18.89	27-25

管網は最小の規模で最大の効果を発揮するよう組織することが理想であるので、配水管網における基本配水管路線の配置は、管網構成上の重要問題である。しかし、配水管網の構成には設計基準がないので、都市によって著しく相違しており、また同一都市でもその給水区域内の配水区の形状、規模および地形等に支配されるのが実状である。基本配水管網の組織をつくる問題は、「第4章 配水管網組織についての考察」において、組織選定の1つの情報について述べたが、管網計算の経済的考察に先行する極めて重要な問題であり、この問題を解決せずには配水管網の合理的設計を完成したとはいえない。管網組織選定についてはさらに研究をすすめ、1つでも多くの情報をもとにして最適管網を決定しなければならない。

図(6-1)のA市配水管網において、分岐点 $j=①$ から $j=⑨$ の配水本管A、分岐点 $j=①$ から $j=⑩$ の配水本管B、分岐点 $j=③$ から $j=⑫$ に至る配水本管Cは、それぞれ配水区域内のある部分の需要者の必要水量を分担し、配水本管A、B、Cで配水区域全体にわたって必要水量を円滑に輸送し配分する。単一管路の送水管と異なり、配水本管網は平面的な広がり、配水区域全体に使用水量に応じて給水するので、基本配水管路を組織する段階で、各配水管路の流量分布について考慮する必要がある。

すなわち、基本配水管路A、B、Cを選定するときに、各管路の分担する輸送水量はそれが包括する区域内の需要者数によって固定される。したがって、この基本配水管路に連絡管をそう入して管網を形成しても、基本配水管路に固定された流量分布はあまり変らない。また基本配水管路の口径を大きくして経済性をくつがえしても、固定され

た流量分布を大きく変えることはできず、むしろ流量を迂回して輸送するので支配分岐点の残存水頭を減少させ、水圧分布を悪くする。したがって流量分布の均等化に関する限り、合理的配水管網の設計は配水管網組織の最適決定にあるといえる。

この問題については、従来システマティックな研究があまりなされていないが、松田⁶⁾は簡単な田型管網について、各節点からの流出量が等しく、かつ地盤が全面的に平坦であると仮定して比較考察しているが、一般には流出量、地盤高は千差万別である。これまでの考察から、合理的配水管網設計の目標のうち、流量分布については配水区の規模、管網組織の決定、配水管路の配置の影響の大きいことがわかる。

6.7 配水管網の連絡管に関する考察

基本配水管路およびその口径が設計された場合、連絡管をそう入して管網を組織するのは水圧分布の均等化と水量の融通性を目的としている。

図(6-1)のA市配水管網において、基本配水管路に連絡管として規格管口径50mm、75mm、100mm、125mm、150mmをそれぞれそう入した場合、それぞれの管網流量計算結果を連絡管による水圧分布の均等化の面から検討してみる。

連絡管に採用した規格管の各口径ごとに、表(6-4)の管網流量計算表より、管網各節点の水圧分布について、平均値とバラツキを計算して表(6-5)に示す。

表 6-5 連絡管口径による管網各節点水圧の平均値とバラッキ

連絡管 口径	基本管路	φ50	φ75	φ100	φ125	φ150	水量の融通 性を目的と する口径
節点残存水頭の 平均値 (<i>m</i>)	19.21	19.28	19.33	19.35	19.37	19.38	19.35
分 散	7.67	7.83	8.00	8.06	7.98	7.96	7.89
標 準 偏 差	2.77	2.80	2.83	2.84	2.82	2.82	2.81

この表(6-5)から連絡管口径を大きくすると、管網各節点水圧の平均値は大きくなるが、水圧のバラッキを示す標準偏差は連絡管口径をすべて100mmにしたときが一番大きい、その差はわずかである。すなわち、連絡管の口径が管網各節点の水圧におよぼす影響は非常に小さいことを示している。このことは、管網を組織する連絡管の口径を管網における水圧分布の均等化を目標に設計することの無理なことを意味する。これまでの考察や検討より、連絡管はむしろ、水量の融通性、すなわち、管路に不測の事故による断水があっても給水上の支障を局部的かつ軽微にするよう、または将来節点の水需要に変動のある場合等を想定して、連絡管の口径を動的に設計すべきことを明示している。

設計例のA市配水管網において、基本配水管路に採用する連絡管の口径を水量の融通性のうち、管路に事故があり、断水の被害を軽微にすることを目標に設計する。基本配水管路の各末端①と①の間に連絡管口径 D_{ij} をそう入して閉管路を組織する。表(6-4)のA市配

水管網流量計算表の基本配水管路で各管路末端の①または②の動水頭より、連絡管をそう入したときの動水勾配 I_{ij} を計算する。節点①または②の流出流量 Q_i または Q_j を動水勾配 I_{ij} で流下させるに必要な連絡管の規格管口径 D_{ij} を算定する。 D_{ij} の計算は表(6-6)に示すが、水量の融通性を目標にする連絡管の口径は計算した口径とその連絡管に接続する流入管の口径とを比較して、小さい方の口径を採用した。

表 6-6 A 市配水管網の連絡管口径の計算

節点 ①—②	$\Delta h = h_i - h_j$ (<i>m</i>)	l_{ij} (<i>m</i>)	I_{ij} (‰)	Q_j (<i>l</i> /sec)	D_{ij} (<i>mm</i>)	節点①への 流入管口径 (<i>mm</i>)	採用した連 絡管口径 (<i>mm</i>)
4—5	1.69	520	3.25	4.30	100	100	100
11—12	0.81	1080	0.75	3.11	125	75	75
16—15	0.94	340	2.77	5.14	125	200	125
19—18	1.23	665	1.84	3.47	100	250	100
21—20	0.62	480	1.30	3.47	125	250	125
24—25	3.23	530	6.09	3.37	75	100	75
27—25	2.05	775	2.64	1.46	75	150	75

さらに動的設計については研究をすすめる必要がある。基本配水管路に以上のような水量の融通性を目標に連絡管の口径を算定し、これをそう入して組織した配水管網の流量計算結果は表(6-4)の水量の融通性を目的とする口径(*mm*)の列に示す。また表(6-4)には、

連絡管口径に規格管口径 50 mm、75 mm、100 mm、125 mm、150 mm および上述の水量の融通性を目的とする口径を採用した配水管網のそれぞれの流量計算による連絡管の動水勾配と流量を示してある。この表に“太字”で記入されている数字の口径が水量の融通性を目標に設計した連絡管の口径に一致するが、表から $\frac{dQ}{dI}$ がほぼ最大になる傾向を示している。すなわち、経済的にも妥当な連絡管口径が設計できたことを意味する。

なお、A 市配水管網について、従来の技術者の経験と「カン」による設計と、本文における最短路問題を応用し、経済的理論動水勾配をもとに規格管口径を求める設計とを、管径および管布設工事費について比較し、表(6-7)に示す。従来方法による設計では管路口径が 50 mm から 400 mm であるが、最短路問題として経済的理論動水勾配を用いた設計では、管路口径が 75 mm から 300 mm までで、かつ管布設工事費で 4.22 % 減である。

表 6-7 管布設工事費の比較

節 点	距 離 (m)	従来方法による設計		最短路としての設計	
		口 径 (mm)	比 較 管 布 設 工 事 費	口 径 (mm)	比 較 管 布 設 工 事 費
0-1	1,170	400	7,885.80	300	39,663.00
1-2	500	300	1,695.00	300	1,695.00
2-3	370	300	1,254.30	300	1,254.30
3-4	370	200	802.90	100	451.40
3-13	290	250	809.10	300	983.10
13-14	455	150	737.10	125	646.10
14-15	430	150	696.60	100	524.60
13-19	55	250	153.45	250	153.45
19-22	185	200	401.45	250	516.15
22-23	410	100	500.20	150	664.20
23-24	325	100	396.50	100	396.50
22-21	380	200	824.60	250	1,060.20
21-27	1,120	100	1,366.40	150	1,814.40
21-29	1,335	125	1,895.70	125	1,895.70
2-11	705	125	1,001.10	75	705.00
3-12	705	50	578.10	150	1,142.10
12-18	160	100	195.20	125	227.20
18-20	510	75	510.00	125	724.20
1-10	170	200	368.90	250	474.30
10-9	115	200	249.55	250	320.85
9-8	580	200	1,258.60	250	1,618.20
8-28	980	75	980.00	100	1,195.60
8-7	400	150	648.00	200	868.00
7-6	160	100	195.20	125	227.20
6-5	155	150	251.10	100	189.10
7-17	330	150	534.60	200	716.10
17-16	220	150	356.40	200	477.40
16-21	280	150	453.60	150	453.60
26-30	745	100	908.90	125	1,057.90
26-25	300	100	366.00	100	366.00
連絡管					
4-5	520	150	842.40	100	634.40
11-12	1080	100	1,317.60	75	1,080.00
15-16	340	100	414.80	125	482.80
18-19	665	50	545.30	100	811.30
20-21	480	75	480.00	125	681.60
24-25	530	75	530.00	75	530.00
27-25	775	75	775.00	75	775.00
計			33,179.45		31,779.25

註：口径 75 mm の単位長あたり工事費を 1 としたときの比較工事費

6.8 総 括

配水管網の流量計算方法はかなり完成の域に近いとされているが、いづれも繰返し計算によるので、最近の大型電子計算機の出現および T S S 等利用方法の簡便化により、どの方法を用いても管網の流量計算は大差なくなった。しかし、管網の流量計算は固定された配水管網に対する流量および水圧の連続条件を満たす一つの解にすぎない。したがって、合理的配水管網を設計するには、まず水圧分布、流量分布が均一で、経済的な規格管口径を求めることが先決である。このうえに、さらに不測の事故による断水があっても給水上の支障が局部的かつ軽微になるよう流量の融通性も考慮しなければならない。技術的経験のみで管網さえ組織すればという安易な考えでは到底すまされない。水圧分布と流量分布との均一性および流量の融通性は管網設計のもう一つの重要な目標である経済性とは相反するが、合理的配水管網はこれらの要件を満足できるものであることが望ましい。

本文はそのような方向で、経済的な基本配水管網をネットワーク計画法の最短路問題として設計し、各管路を単一管路として経済的理論動水勾配を基準にして規格管口径を求める方法について述べた。さらに水理的に有利な配水管網を組織する連絡管口径を流量の融通性を目標にして設計する方法についても述べた。街路の条件によって管路線の確定した管網を、経済性を満足させながら水圧分布の均等化と水量の融通性を目標にした設計法について研究したが、さらに流量分布の均等化については、管網組織および路線の選定が重大な影響を与えることについても考察した。したがって、各基本配水管路が分担する配水区域の分割方法については本文「第4章 配水管網組織についての

考察」で述べた方法も最適政策決定の1つの情報であるが、さらに研究をすすめる必要がある。また、連絡管については、水量の融通性を目標に、または節点水需要の変動に対処することを目標に、動的に設計¹⁾²⁾すべき示唆を与えている。そのためには、管路における不測の事故による断水を管路布設の道路交通量、管の径過年数等より、過去の資料を整理して確率論的に頻度を求める、またはその断水によって起る予想補償額を推定する等して、それにみあった連絡管を設計する方法の研究も必要である。

さらに火災時の設計については、水理的に火点を何処にとるべきかは基本配水管路の概念より明らかである。それだけに火災時の設計が管口径に与える影響が大きいので、火災発生の確率等を考慮に入れた設計基準を再検討する必要も生じてくる。

参 考 文 献

- 1) 末石富太郎：配水管網計画最適化の理念と最大傾斜法の応用、水道協会雑誌、379号、P.2、昭和41年
- 2) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究（Ⅰ）—配水管網の構成—、水道協会雑誌、310号、P.43、昭和35年
- 3) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究（Ⅱ）—配水本管網の合理的条件—、水道協会雑誌、314号、P.32
昭和35年

- 4) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究(Ⅲ) —配水本管網の基本設計法一、水道協会雑誌、320号、P.28、昭和35年
- 5) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究(Ⅳ) —配水本管網の経済的設計法一、水道協会雑誌、325号、P.10、昭和36年
- 6) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究(Ⅰ) 配水管網における主幹線の配置、水道協会雑誌、328号、P.31、昭和37年
- 7) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究(Ⅱ) 経済的配水管網の設計、水道協会雑誌、329号、P.25、昭和37年
- 8) 松田暢夫：合理的配水管網の設計に関する研究(Ⅲ) 等圧配水管網および合理的配水管網の設計、水道協会雑誌、330号、P.21、昭和37年
- 9) A.L.Tong, T.F.O'Connor, D.E.Stearns, W.O.Lynch: Analysis of Distribution Networks by Balancing Equivalent Pipe Length, Jour.A.W.W.A., Vol.53, P.192, 1961
- 10) 吉川和広：土木計画とOR、丸善、昭和44年
- 11) 毛利正光・西村 昂：土木技術者のための新数学講座、グラフの理論、土木学会誌、昭和45年4月号と5月号
- 12) 末石富太郎：システム工学の手法を用いた集配水管理、土木学会誌、昭和45年2月号
- 13) 中島重旗：最短路問題としての配水管網設計法について、土木学会論文集、191号、P.55~65、1971年7月

第 7 章 結 論

7.1 本研究において得られた主要成果

まえがきで述べたように、配水管網の計画については、概念的な配水の一般的4条件である1)水質、2)水圧、3)水量、4)経済性にもとづいて、給水区域の地形的、社会的特徴を加味しながら、配水基地施設も含めたその給水区に最適の配水管網組織を構成するよう努力してきている。管網組織についての従来の研究は、水質、水圧、水量、経済性の個々について、または相互の関係について究明され、それぞれに有意義であるが、末石の研究を除いては何れも管路の既に固定された管網組織についての計画に関する研究で、しかも管網を如何に組織するかの問題は、固定された管網の合理的設計に先立つ極めて重要な問題であると指摘しているにすぎない。

本研究の目的は、管網組織に関する一つの複雑なシステムを開発、設計することを目ざしている。この点から、より広いものの見方で計画策定の方法を考察してきたので、各章にわたって述べた研究は、いくつかのサブ・システムと考えられ、相互に極めて密接で、重要な関係にあるが、従来あまり系統的な研究がなされていなかった問題も含まれている。

配水施設が広域的に大規模化せざるを得なくなっているので、本文で提案した方法は管網組織を計画するうえで、ますます有効に利用できると思われる。

つぎに各章ごとに本研究で得た主要な結果をとりまとめ、本文の結論としたい。

まず第一章は、本文の緒論として、上水道の配水施設における管網組織の従来の計画方法について述べ、本研究に着手した背景、理由お

よび意義を明らかにした。

さらに配水計画の4条件である水質、水量、水圧、経済性にもとづく管網組織の計画に関する従来の研究のいくつかを述べ、のこされた問題点として、管網各流出点の残存水頭が許容水頭以上になる条件で経済的な基本管網組織を計画する方法、規格管口径を用いて経済的管路を設計する方法の研究の必要性を指摘した。また、管網組織の経済的計画に関連して、管網計画目標年度の考え方、給水区を分割する配水区と管網の規模、管網組織を構成する規格管口径と管網数の関係が、広い視野から管網組織を計画するうえで重要であること、およびこれから問題の解決法の取り扱い方、アプローチの仕方についても述べておいた。

最後に、本文で取扱う研究の目的と範囲について述べ、第2章以下は、この目的に合う順序で、緒論で指摘した問題ごとの考察、研究について詳しく述べることにしている。

第2章においては、配水計画において最も基本となり、かつ最初に検討すべき計画目標年度のとり方およびその分割方法について考察した。

上水道施設のうち、取水・導水・浄水施設は、水源水量に制限のある場合はその水量でまかなえる予測需要の年度を計画目標とし、水源水量に制限のない場合では、計画時点から10～15年後を目標として予測した需要水量に対して施設の規模を定めているが、別に根拠はない。水量的に需給のバランスのみを問題とするならば、一年刻みにも拡張すれば先行投資が減って経済的であるが、施設の材料、構造、工法によって小刻みに漸次増強することは不可能であり、数次に分割

して施工するのが普通である。

しかし、配水施設のうち配水管網は、水量的な需給のバランスからではなく、配水区の給水人口の増加に従って、1年刻みに拡張するのが普通である。

取水・導水・浄水施設および配水基地施設では完成年から目標年までの間にかかなりの余裕があり、拡張が完成すれば一息ついて、また暫くしたら次の拡張を始めることになる。

配水管網の場合、その主体である配水管は計画目標年に向って毎年拡張し、計画目標年が過ぎるとまた次の計画目標年に向って毎年拡張をつづけなければならない。

すなわち、配水管の計画目標年度は、配水区内の給水人口密度を同一と仮定すれば、1人1日最大給水量の伸びで設定することができる。計画目標年度の経済的評価を管工事費にすると、配水区の管網組織を代表する平均的管口径の単位長さ当りのそれに置き換えて議論することができる。平均的管口径は配水区の推定可能な平均動水勾配から求められる。

まず、配水計画をj年までの1人1日最大使用水量に対して現時点で配水管を計画・設計し、管工事を実施する。j年において、さらに長期の将来t年までの1人1日最大使用水量の増分に対して、配水管を計画・設計して管工事を実施する。単位長さ当りの管工事費曲線式 $e = \alpha d^{\beta} + r$ を用いると、長期計画目標年度tに対し、2期に分割して実施する管工事の現時点における比較のための管工事費 $e(t)$ はつぎのように表わすことができる。

$$e(t) = \{ \alpha k q_j^{0.38\beta} + r \} + \{ \alpha k (q_t - q_j)^{0.38\beta} \frac{1}{(1+i)^j} \}$$

ここに右辺の各項は、それぞれ j 年における 1 人 1 日最大使用水量 q_j に対する、および j 年から t 年の間における 1 人 1 日最大使用水量の増分 $q_t - q_j$ に対する計画の現時点における管工事費、 k は管の流速係数 C 、平均動水勾配 I を含むので、同じ配水区では常数、 i は工事費借入金の利子率である。

$e(t)$ の式より、 N 段に対する多段決定過程として、 $e(t)$ を最小にする最適分割政策を決定することができる。3 期、4 期に分割する場合も同様に考察できる。

$e(t)$ の式より配水管網の設計目標年度はできるだけ長期に、50 年～60 年ととらなければならないことが明らかになった。

第 3 章においては、管網組織の構成に先行して検討すべき最も重要な配水区の設定と管網の規模について、経済性を評価関数に、多段過程の最適計画として、D.P で解く方法を提案した。

モデル化した給水区で、配水区とその管網規模の評価関数に、管工事費曲線式 $e = \alpha d^\beta + r$ を用いた総管工事費を考える。

F_2 を給水区を 2 配水区に分割した場合の総管工事費とすると、次のようになる。

$$F_2 = m \sum_{n=1}^2 \{ a (X_n/2)^{0.38\beta} + r \} b X_n \\ + \{ a (mX_1/h)^{0.38\beta} + r \} b X_2$$

ここに、 $a = \alpha (1.6258 C^{-0.38} I^{-0.205})^\beta$ で、同じ給水区では平均動水勾配 I が同じであるから常数、総配水量 Q 、管網の規模を示す配水本管路数 m 、各配水本管路への流入流量 X 、各本管路の延長 Y とすると、 $X = \frac{Q}{m} = \frac{2}{\sum_{n=1}^2} X_n$ 、 $Y = \frac{2}{\sum_{n=1}^2} Y_n$ 、 $b = \frac{Y_n}{X_n}$ で、 h = 時間最

大給水量／日最大給水量である。

配水管網の規模を表わす配水本管路数 m に対して、総管工事費 F_2 が最小になる最適な配水区の分割が計算できる。手計算ではとても結果が得られないので、電子計算機を使用したか、本文では結果を利用して便利な図表に作成しておいた。

例えば、配水本管路数 $m = 5$ 、平均動水勾配 $I = 7\%$ の給水区で、管工事費曲線式のベキ $\beta = 1.8$ とすると、総配水量 $43,000 \text{ m}^3/\text{日}$ 以上の給水区では高区、低区の2配水区に分割した方が経済的に有利であることを示しており、給水区の最適分割比は高区配水区の面積1に対して低区配水区のそれは5.9の割合である。

給水区を2つの配水区に等分割することを配水圧の均等化に関する1つの評価と考え、この条件を与えて総管工事費 F_2 の最小になる配水区を検討した。前述の配水本管路数 $m = 5$ 、平均動水勾配 $I = 7\%$ 管工事費曲線式のベキ $\beta = 1.8$ のとき、2配水区に等分割するのが最適になる給水区の総配水量は $138,000 \text{ m}^3/\text{日}$ で、各配水区の規模は $69,000 \text{ m}^3/\text{日}$ である。

一様な勾配で均等な需要分布を有するモデル化された給水区での考察であるから、以上の結果を複雑な社会的条件、地形の実際の給水区にそのまま適用することはできない。しかし給水区における最適規模の配水区を決定することは、管網組織の構成に先行して行なうべき重要な問題で、本研究で提案した簡略化された方法で経済的な配水区の規模の傾向を把握しておくことは、管網組織の計画に極めて有効であると考えられる。

第4章においては、配水管網の組織について、水理学的な立場から

流量を均等に管路に分担させる管網組織の構成、管網数、管口径を管網流量計算に先だって選定する方法について述べた。

均等な需要分布の配水区で、一様な動水勾配の管路からなる基礎配水管網を考えると、分担流量が最小になるのは管網の末端流出点に隣接する管路であり、その管網の最小口径管路である。管網数 n の管網における最小口径管路の分担流量 q_n は

$$q_n = q / n$$

であらわされる。ここに q は総給水量である。管路の平均流速公式として Hazen-Williams の式を用いると、総給水量 q は次のように表わされる。

$$q = 2.22824 C D_n^{2.63} I^{0.54}$$

ここに、 D_n = 管網の最小口径 (m)、 I = 管網の平均動水勾配 (%)、 C = 流速係数、 n = 管網数である。本文では実際に利用し易い図表に作成しておいた。

この関係式を用いて、緒論で述べた A、B、C 3 市の既設配水管網について検討した。

まず給水人口 81,000 人、給水量 $24,300 \text{ m}^3/\text{日}$ の A 市は、既設配水管網の最小管口径が 75 mm、平均動水勾配が 10.6 % であるから、前式より需要水量分布が均等な仮想配水区の最適配水管網数は $n = 12$ と求まる。しかし実際の管網数は $n = 9$ であるから、配水管網各管路の口径を設計する前に、最小口径を 75 mm のまま管網数を増やすことができるか、またはさらに管路を等値して最小口径を 100 mm と大きくして管網数を減らした方が合理的であるかを検討する必要がある。

給水人口 41,000 人、時間最大給水量 $12,300 \text{ m}^3/\text{日}$ 、給水区の平均

動水勾配 8.1% の B 市の場合、配水管網の使用最小管口径 50 mm である。B 市をモデル化した配水区で流量分布を均等化する最適管網数は $n = 18$ になる。実際の管網数はわずかに $n = 7$ であり、街路の関係から管網数 $n = 7$ よりふやすことができないとすれば、前出の管網数、最小管口径、動水勾配、給水量の関係式より使用する最小管口径を 50 mm から 75 mm と一段大きくした方が流量分布の均等化の面からは適当な管網が組織できると言える。

C 市の場合は給水人口 30,000 人、時間最大給水量 $9,450 \text{ m}^3/\text{日}$ 、平均動水勾配 6.9%、使用最小管口径 50 mm の管網であるから、最適配水管網数 $n = 15$ になるが、既設の管網数は $n = 24$ である。必要以上に小口径管で管網が組織されているように考えられるので、管網数を $n = 15$ にした場合についても管網の流量計算をして管口径を設計し、まずその適性を検討しなければ、管路線を固定した方法で配水管網設計の条件である水量、水圧、経済性について論ずることは適当でないと考えられる。

従来は地形、街路状況、需要量の分布関係が配水区によって千差万別であるため、配水管網の組織は全く設計者の意にまかせられていた。そのためこの分野における研究はあまり進んでいないが、任意に選んだ A、B、C の地方中小 3 都市の既設管網で実証されたように、同じ配水区では幾通りにも管網が組織できるので、管路を固定した管網について複雑な合目的設計をする前に、管網の組織について検討することが極めて重要であることが明らかになった。この点において、本文で配水の条件で水量のうち流量を均等に管網構成管路に分担させる面から提案した管網組織に関する簡単な検討の方法が極めて有効に利用

できる。この方法は、末石の管網構成の制約条件として、可能な限り多くのルートを選び、最大傾斜法で最終的に最適な管網管路を選択させる方法と最適化理念としては同じ方向であると考えられる。

第5章では基本配水管路を経済的に設計するために極めて重要な、途中に流量の流出入する分岐点のある単一管路の経済的動水勾配を求める理論式を、実際の計算に利用し易い簡単な式に次のように誘導整理した。

$$i_j = \frac{q_j^{0.38\beta/1 + 0.205\beta}}{\sum_{j=1}^n q_j^{0.38\beta/1 + 0.205\beta}} \frac{h}{l_j}$$

ここに、 i_j は単一管路の始点①から終点②の区間 ①-② の経済的理論動水勾配で、管路の流速公式にはHazen-Williamsの式を用い、単位長さ当り管工事費曲線式として $e = \alpha d^\beta + r$ を用いた。

h は単一管路の始点①から終点②に至る管路において所定の流量を流すために利用できる落差で、 q_j は区間 ①-j の管路の分担する流量である。

実際の設計では、この式で算出した経済的理論動水勾配をもとに、1) 規格管口径を用い、2) 各分岐点の動水頭が規定の制限水頭以上になることの2つの条件を満足させねばならない。

本文では、まず与えられた流量を流すのに経済的理論動水勾配より急な動水勾配で流す規格管口径で流量流出入分岐点のある単一管路を設計する。経済的な規格管を用いているが、前記2)の条件を満たしていない。そこで、最初の設計による規格管口径を一段大きくした管

工事の増加費が小さい区間から順次規格管口径を一段大きくし、その都度、摩擦損失水頭を計算し、各分岐点が前記 2) の条件を満たすまでくり返す。

規格管を一段大きくした管工事費の増加の算定には、管工事費曲線式 $e = \alpha D^\beta + r$ からつぎの式を誘導して用いた。

$$\Delta e_j = (D_j^\beta (2) - D_j^\beta (1)) l_j$$

ここに、 Δe_j は区間 (j-1) - ① の管路において、最初の規格管口径 $D_j (1)$ から一段大きい規格管の口径 $D_j (2)$ に変更したときの管工事費の比較増加分で、 l_j は区間 (j-1) - ① の管路延長である。

本文では Δe_j の表を作成しておいたので、これを利用すれば、分岐点が n ケ所ある単一管路で、最大 n 回摩擦損失水頭計算を行なえば、規格管を用いた経済的管路を設計することができる。設計に用いる式が簡単に整理できたので、手計算でもそれ程繁雑ではないが、本文では電子計算機によるプログラムを作成しておいたので、一層手軽に利用できるし、また利用したいものである。

管工事費の増分の考察によると、口径 75 mm から 150 mm の間では規格管口径を一段大きくする管工事増加費は口径 200 mm から 450 mm の間で規格管口径を一段大きくする管工事増加費の $\frac{1}{2} \sim \frac{3}{4}$ であり、また口径 200 mm から 450 mm の間の管工事増加費は口径 500 mm 以上のその $\frac{1}{2}$ 程度であることがわかる。経済性の面からの 1 つの提案であるが、口径 75 mm から 150 mm の間では規格管は 75 mm、100 mm、口径 200 mm から 450 mm の間では規格管は 200 mm、300 mm、400 mm で十分経済的な設計ができると考えられる。規格管の種類が少なくなり、水道維持管理上も有利であると思われるが、さらに他の

面からも検討する必要がある。

第6章においては、配水区に管網が組織されると、配水の4条件を満足するよう各管路口径を設計しなければならないが、経済性と他の条件が相反する場合があるので、まず管網各流出点の残存水頭が許容水頭以上になる条件で経済性を満足する基本配水管路を設計する方法を研究した。

既存の管網設計法は、まず管網各路線を固定して経済性を設計目標の指標におきながら、管口径を流量分布の均等化、水圧分布の均等化の面からアプローチして決定し、くり返しによる流量計算で、管網各節点の残存水頭が許容以上にあることを確かめるのが普通である。しかも経済性とその他の条件が相反することは明らかであるから、流量分布の均等化、水圧分布の均等化、水量の融通性の面から決められた管網の口径によって流量計算し、各節点の残存水頭が許容値以上であり、しかもその管網が技術的経験による「カン」で計画・設計された管網より経済的であったとしても、配水に対する水量、水圧の条件がどの程度満足されているのか、また水量、水圧の条件をある程度犠牲にすれば、それに見合って経済性が満たされるのか等を知ることはできない。

まず、残存水頭の条件を無視して経済性の条件だけを考えると、路線の固定された輸送網において、出発地から到着地までの最短距離のルートを求め、距離の代わりに費用とすればそのまま最小費用のルートを求める問題で、その解法を路線の固定された管網に応用できる。

一般的なネットワーク計画法の最短路問題は節点接続行列の形式で、距離行列をつくり、これをもとにあらゆる節点对の間の最短路を求め

ることである。本文で考察する閉管路網はすでに路線が選定されているので、各節点間の管路数 m は既知である。したがって、節点①-①区間に選定されている管路の距離 l_{ij}^m を要素とするマトリックス D^m を求めることになる。

マトリックス D^m によると2点間の最短路は求まるが、その路筋まではすぐにわからない。

これをシステマテックに路筋まで求める方法として、ネットワーク計画法のPERTで最早結合点時刻を求める枝法を利用する。

まず基本管路について管網距離表をつくる。

管網距離表は管網の節点①を横に、節点①を縦にとって管路の距離 l_{ij} をその交わる枠内に記入する。この管網距離表によって、管網の給水量流入点①から各節点①に至る最短管路 l_j^m を求める方法は、まず流入点①から分岐点 $j = ①$ に至る最短距離 l_1^m は、①=①の列をみて、この行にある $l_0^m = 0$ との和を調べて最小値をとる。この値が節点①から節点①に至る最短路の距離 l_1^m であるから、この値を $j = ①$ の行で l_j^m の列に l_1^m として記入する。そして最短距離 l_1^m に採用された $i = ①$ 列の距離を太字でマークする。この演算をすすめてゆくことにより、流入点①から各分岐点①に至る最短路の距離 l_j^m を求めることができ、同時に最短路 l_j^m に採用された距離を“太字”等でマークすることにより、それをたどれば、容易に流入点からの最短管路の路筋を知ることができる。

こうして求めた各流出点に至る最短路からなる樹枝状基本配水管路をもとに、各単一管路ごとに第5章で提案した方法を応用して、各流出点の残存水頭が許容水頭以上になるよう、必要ある場合は最短路線

を修正し、規格管を用いた経済的基本管路を設計する。

この方法によると、手計算でかなり大きい閉管路網も取扱うことができるが、本文では、計算順序を電子計算機でプログラムしたので、わずかな手間ですべて本文で提案した最短路を求める方法、規格管を用いて経済的管路を設計する方法を適用して大きい配水管網でも容易に規格管による経済的基本配水管路を設計することができる。

つぎに、設計例についてここで提案した方法を用い、経済性だけを条件に設計した基本配水管路に連絡管をそう入して水理的に有利な管網を組織し、その他の配水条件である水量、水圧について検討した。

給水人口41,000人、給水量12,300 m^3 /日のA市基本配水管路に連絡管7路線をそう入して管網を組織し、連絡管口径を変えて流量計算した。

水圧の条件については、その評価に緒論で述べた坂根の提案による配水状態指数を意識して、各節点水圧の平均値と水圧のバラツキを示す標準偏差とを算定した。連絡管口径を大きくすると、各節点水圧の平均値はわずかに大きくなるが、標準偏差は最大値を示して小さくなり、その変動はわずかである。すなわち、配水状態指数はあまり変動しないので、連絡管をそう入しても水圧分布の均等化を期待することはできない。

また、A市配水管網の設計結果から明らかであるが、基本配水管路に連絡管をそう入して管網を組織すると、樹枝状基本配水管路で各管路に固定して分担させていた流量が連絡管を通して迂回する。管路の分担流量が変わることによって、支配節点の残存水頭が低下する基本配水管路線がある。すなわち基本配水管路に連絡管をそう入して水理条

件はよくなったが、配水状態はむしろ悪くなる。

つづいて、連絡管の設計条件を不測の事故による断水時流量の融通において検討した。提案した方法は、基本配水管路の設計で算出されている連絡管をそう入する隣接分岐点間の動水位の差を動水勾配として、分岐点の流出量を流すに必要な口径の規格管を連絡管として設計することである。

こうして設計されたA市の配水管網は、配水条件の水量のうち、断水時流量融通の条件を満足させたが、基本配水管路に対する連絡管工事費の増加分18.7%だけ経済性を犠牲にしたことになる。しかし、この配水管網は従来方法で計画・設計された既存配水管網より4.22%経済的で、しかも使用規格管の口径が10種類から7種類と少なくなり、保守上も有利である。

また火災時の設計については、経済的基本配水管路の設計過程において、各基本管路線ごとに水理的条件の最も悪い支配分岐点を知ることができるので、火点を順次に全部の支配分岐点において、管網の全分岐点が火災時水理条件を満足するよう各管路の口径を検討すべきである。

このように、水圧分布の均等化、流量分布の均等化、事故による断水時の処置、火災時を個々にその経済性で評価し、経済価値にみあって基本配水管路の口径を大きくする、または連絡管をそう入することが必要なことを本文で提案した方法を適用して、設計例について明らかにした。

7.2 むすび

本文は、配水計画における管網組織に関して、配水の4条件のうち、水質以外の水量、水圧、経済性の面から、管網組織の構成を一つの複雑なシステムの開発、設計にあると認識し、より広い視野のもとに考察、研究し、以上のごとく各章ごとにまとめたものである。

したがって、本文における各章はその意図に従って配列されているが、何れの問題も、管網組織を構成するうえにサブシステムとして極めて重要なものである。とくに、緒論でも述べたが、配水の4条件のうち経済性を基本システムの条件とし、他の条件を基礎管網として考慮しサブシステムとして統一的に取扱うよう強調した。したがって、経済的管網組織の構成に、ネットワーク計画法の最短路問題と、経済的理論動水勾配をもとに規格管を用いた管路の設計法とを応用して計画する樹枝状基本配水管路の考え方を本文で導入したことが、これからの配水管網の計画・設計に極めて有意義であると思われる。

既存の配水管網設計法については、従来の研究成果を数多くの実際の管網設計に適用することを試みたが、設計作業が繁雑なのに計画された管網は配水の条件をどのように満足しているのか明確に知ることができなかった。

本文で提案した経済的基本配水管路の考え方によると、管路の不測の事故による断水に対し水量が融通できるよう連絡管をそう入すると、本文の設計例では経済性が18.7%悪くなることを示した。その他の管網の具備すべき配水条件に対しても、評価することができるとと思われる。

また、本文における配水計画目標年、配水区と管網の規模、管網組

織についての研究・考察は、模型化した給水区について、複雑な問題を簡単な手法で、計画対象の特性をより多く把握しようとする試みとして意義があると思われる。水質その他の面からの検討結果とを総合して配水管網組織の構成を判定しなければならないことは言うまでもない。

終りにのぞみ、本研究に着手して以来、貴重な時間をさいて多くの御助言を得、終始御親切に御指導・御鞭達を賜わった京都大学工学部末石富太郎教授に心から感謝する。また筆者が西パキスタンの州都ラホールの上下水道拡張計画設計・工事監理の現地駐在所長のとき、本研究の実際への応用を強調された I B R D（世界銀行）水道担当 J U E R G E N K R O M B A C H 氏と本研究の機会を与えられた K. K 日本水道コンサルタント常務取締役北村新蔵氏に謝意を表するとともに、本文作成にあたって有益な御助言を賜わった京都大学工学部吉川和広教授に感謝する。